



**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II**

**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA GEOTECNICA XXII CICLO**

COORDINATORE

Prof. Ing. *CARLO VIGGIANI*

***“Comportamento di grandi opere di sostegno in area
urbana”***

Novembre 2009

DOTTORANDO

Ing. **DIEGO L'AMANTE**

RELATORE

Prof. Ing. **CARLO VIGGIANI**

CORRELATORI

Prof. Ing. **ALESSANDRO FLORA**

Prof. Ing. **GIANPIERO RUSSO**

*A Eleonora
e alla mia famiglia.*

- 1 Introduzione
- 2 Scavi sostenuti da paratie: effetti dello scavo principale
 - 2.1 Generalità
 - 2.2 Misure di scavi riportati in letteratura
 - 2.2.1 Generalità
 - 2.2.2 Misure ed elaborazioni
 - 2.3 Modellazione del problema
 - 2.3.1 Generalità
 - 2.3.2 Metodi empirici
 - 2.3.3 Approccio del continuo
 - 2.4 Osservazioni
- 3 Effetto della realizzazione della paratia
 - 3.1 Stabilità dello scavo del pannello
 - 3.1.1 Evidenze sperimentali e analisi riportate in letteratura
 - 3.1.2 Metodi di analisi
 - 3.1.3 Analisi numeriche
 - 3.2 Spostamenti causati dalla realizzazione della paratia
 - 3.3 Introduzione di una formula empirica per la stima degli spostamenti indotti dalla realizzazione di una paratia
 - 3.4 Alcune simulazioni della realizzazione di un pannello atte ad una prima validazione della formula empirica proposta
- 4 Il caso della stazione metropolitana di San Pasquale
 - 4.1 Indagini geotecniche
 - 4.2 Descrizione del progetto
 - 4.2.1 Trattamenti di consolidamento mediante la tecnologia del “*Cutter Soil Mixing*” (CSM)
 - 4.3 Analisi numeriche della realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale
 - 4.4 Misure
 - 4.4.1 Spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli
 - 4.4.2 Discussione sull’affidabilità delle misure eseguite
 - 4.5 Analisi numeriche 3D della realizzazione del singolo pannello
- 5 Effetto della realizzazione dello scavo principale
 - 5.1 Parcheggio sotterraneo di Largo Celebrano
 - 5.2 Spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale, casi raccolti nella città di Napoli
 - 5.3 Analisi parametrica di una paratia ancorata
 - 5.4 Analisi parametrica di una paratia libera
- 6 Conclusioni

1 Introduzione

Il crescente bisogno di trasporti, parcheggi ed altre infrastrutture nelle grandi città va spesso a collidere con la penuria di spazi. Per questo motivo ci si orienta sempre più spesso verso la soluzione che riesce a minimizzare lo spazio urbano utilizzato per sopperire a tali bisogni. Si osserva quindi città anche antiche crescere da una parte verso l'alto, con grattacieli sempre più imponenti, dall'altra verso il basso, con scavi sempre più profondi e vasti, atti ad ospitare parcheggi sotterranei, linee e stazioni metropolitane nonché piani interrati di palazzi.

Tali scavi sono generalmente sostenuti da paratie con il compito di stabilizzare la parete e minimizzare gli spostamenti di terreno a monte.

Il problema principale nella loro realizzazione è generalmente proprio quello di limitare gli spostamenti indotti nel terreno circostante che potrebbero generare sulle strutture adiacenti cedimenti, rotazioni e distorsioni in grado di causare danni fino al collasso di strutture particolarmente sensibili.

Ancora oggi i meccanismi che avvengono alle spalle di una paratia non sono stati del tutto compresi. Il lavoro di ricerca qui presentato cerca di portare un contributo alla chiarificazione di tali meccanismi prestando particolare attenzione anche ad aspetti tecnologici in grado di giocare un ruolo non trascurabile.

Il problema è stato investigato seguendo principalmente due approcci:

- Tramite la raccolta e l'elaborazione critica di misure su scavi reali, sia di letteratura che eseguite di prima persona
- Tramite una serie di analisi numeriche (bidimensionali e tridimensionali)

Il vantaggio del primo approccio è quello di avere a che fare con misure reali che però non sempre possono risultare immediatamente chiare, anche alla luce di problemi spesso molto complessi e dei quali spesso non si ha una perfetta conoscenza (stratificazioni, caratteristiche dei terreni, caratteristiche della falda, caratteristiche delle lavorazioni di cantiere). Altro problema è poi quello dell'affidabilità delle misure.

Il secondo approccio può essere in un certo modo complementare al primo, con analisi numeriche si modellano problemi che non possono mai avere la complessità del caso reale, ma che sono in tutto controllabili, possono quindi essere utili per individuare i meccanismi che avvengono nei casi reali.

La presente tesi di dottorato è suddivisa in sei capitoli compresi l'attuale capitolo introduttivo e l'ultimo conclusivo, si riporta in breve di seguito il contenuto di tali capitoli.

Capitolo 2.

È un capitolo introduttivo, diviso in quattro paragrafi, nei quali si focalizzerà l'attenzione sulle conoscenze di letteratura sull'effetto della realizzazione dello scavo principale sostenuto dalla paratia.

Nel primo paragrafo si farà un'introduzione generale alle opere di sostegno ed in particolare alle paratie.

Nel secondo si introdurranno alcune tecniche di monitoraggio e le relative evidenze sperimentali.

Nel terzo paragrafo ci si soffermerà sulle tecniche di modellazione del problema, mentre nel quarto si riportano brevi osservazioni conclusive su quanto descritto in precedenza.

Capitolo 3.

In questo capitolo si tratteranno misure ed analisi relative alla realizzazione del singolo pannello prima e dell'intera paratia poi.

Nel primo paragrafo ci si soffermerà sul problema della stabilità dello scavo del pannello.

Dopo un riassunto sulla letteratura presente ci si soffermerà su analisi numeriche tridimensionali atte ad indagare l'influenza di alcuni fattori sulla stabilità dello scavo di pannelli in assenza di fanghi bentonitici. In particolare si è indagato l'effetto della coesione del terreno, della geometria del pannello e della presenza o no di sovraccarichi quali quello dovuto alla macchina escavatrice stessa.

Nel secondo paragrafo si illustrerà una serie di misure di spostamenti causati dalla realizzazione della paratia raccolte in letteratura. Tali misure verranno analizzate nel paragrafo successivo tramite anche l'introduzione di una formula empirica in grado di prevedere l'ordine di grandezza dello spostamento orizzontale massimo indotto dalla realizzazione di una paratia.

Nell'ultimo paragrafo si mostrano una serie di analisi numeriche tridimensionali atte ad una prima validazione della formula empirica proposta.

Capitolo 4.

In tale capitolo ci si soffermerà sul caso della stazione San Pasquale della linea 6 della metropolitana di Napoli.

Dopo una descrizione dei terreni e dell'opera si presenteranno delle analisi numeriche 2D atte ad una previsione di classe A degli spostamenti indotti dalla realizzazione dell'opera.

Successivamente si mostreranno le misure relative alla realizzazione della paratia, con particolare attenzione posta sull'affidabilità di queste.

Infine si presenteranno alcune analisi numeriche relative alla realizzazione del singolo pannello.

Capitolo 5.

In questo capitolo ci si soffermerà su misure ed analisi relative allo scavo principale

eseguite.

Il primo paragrafo va ad arricchire il database di misure relative agli spostamenti indotti dall'esecuzione dello scavo principale tramite il monitoraggio dei lavori realizzativi del parcheggio sotterraneo di largo Celebrano (Napoli).

Nel secondo paragrafo si riassume, tramite degli abachi empirici, una serie di misure inclinometriche (di letteratura e non) eseguite a Napoli. Tali misure sono relative alla realizzazioni di scavi profondi in ambiente urbano, in terreni prevalentemente piroclastici, sostenuti da paratie con più livelli di contrasti.

Il terzo paragrafo riporta una serie di analisi numeriche bidimensionali su una paratia ancorata in testa. Tali analisi sono finalizzate a studiare l'importanza, in un caso abbastanza semplice, del modello costitutivo adottato, della simulazione o no della realizzazione della paratia e del coefficiente di spinta a riposo del terreno.

Il quarto paragrafo riporta una serie di analisi numeriche (bidimensionali e tridimensionali) su una paratia libera di pannelli a T. Si è voluto mettere in evidenza le differenze che si hanno simulando il problema in 2D o 3D; simulando o no il consolidamento dei terreni, facendo variare il modello costitutivo del terreno e le sue caratteristiche.

2 Scavi sostenuti da paratie: effetti dello scavo principale

2.1 Generalità

Si definiscono opere di sostegno le opere in grado di garantire stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile.

Esistono numerosi tipi di opere di sostegno, che possono inizialmente essere divisi in due categorie: sistemi stabilizzanti esternamente e sistemi stabilizzanti internamente.

Anche considerando solamente le opere racchiudibili nella prima categoria, ci si trova di fronte ad una grande quantità di tipologie di opere diverse, che si possono così raggruppare:

- Muri a gravità
- Muri a mensola in calcestruzzo armato
- Palancole, libere o ancorate
- Paratie di diaframmi o di pali trivellati, libere o ancorate

La più semplice struttura di sostegno è il muro a gravità che può essere realizzato impiegando calcestruzzo, pietra o mattoni, muratura, gabbioni o elementi a catasta. La stabilità di tali opere è affidata totalmente al peso proprio. Le dimensioni dell'opera sono fissate in maniera tale che in nessuna sezione si producano sforzi di trazione.

L'introduzione di armatura nella zona tesa consente di realizzare strutture progressivamente più snelle, fino ad ottenere la configurazione di muro a mensola, che sfrutta per la stabilità il peso del terreno che insiste sulla suola di fondazione.

Le palancole sono opere di sostegno flessibili, spesso utilizzate nelle costruzioni marittime o come opere di sostegno provvisorie per scavi. Possono essere di vari materiali: legno, calcestruzzo armato o acciaio.

Per le palancole libere o a sbalzo, la stabilità è affidata ad una adeguata profondità di infissione nel terreno al di sotto del piano di scavo.

Per le palancole ancorate la stabilità è affidata sia all'infissione nel terreno sia all'impiego di ancoraggi collocati in prossimità dell'estremità superiore dell'opera.

Le paratie di diaframmi e pali trivellati sono opere di sostegno flessibili, adoperate soprattutto come opere di sostegno per scantinati profondi di edifici, sottopassi viari, stazioni sotterranee, gallerie in trincea, parcheggi sotterranei, impianti industriali sotterranei, moli e costruzioni marittime.

Tra i fattori che hanno contribuito alla diffusione di questo tipo di opere:

- La disponibilità commerciale di fanghi bentonitici
- L'esperienza raccolta nelle costruzioni in ambiente urbano, che suggerisce che il metodo può essere utilizzato con successo anche in terreni difficili
- La soluzione di alcuni problemi pratici, quali ad esempio il miglioramento delle tecniche di scavo e lo sviluppo di impianti di cantiere per la produzione del calcestruzzo.

Dette opere, similmente alle palancolate, sono costituite da una parete che, per un tratto più o meno lungo, è immersa nel terreno, la stabilità di tali opere è garantita dalla resistenza ai carichi orizzontali offerta dal terreno nel quale la paratia è immersa.

Quando l'altezza fuori terra è rilevante, le paratie sono provviste di sostegni orizzontali o inclinati disposti ad uno o più livelli, costituiti da ancoraggi, puntoni o altri sistemi di vincolo.

Le tecniche esecutive sono varie e generalmente prevedono la realizzazione della paratia attraverso elementi gettati in opera in trincee appositamente scavate in presenza di fanghi bentonitici.

La paratia può risultare costituita da:

- Pali affiancati o tangenti
- Pali intersecati
- Pannelli

L'uso di paratie si rivela molto conveniente quando è possibile affidare loro la funzione di sostegno sia provvisoria che definitiva, quando può contribuire ad evitare la costruzione di opere di sottofondazione o per controllare le acque sotterranee. Tali opere inoltre consentono la massima utilizzazione dello spazio in ambiente urbano ad alta densità di costruzione, minimizzando i volumi di scavo e limitando gli eventuali danni agli edifici vicini preesistenti.

La paratia costituita da pali affiancati viene realizzata con le tecniche utilizzate nell'esecuzione di pali di grosso diametro. I pali vengono eseguiti incamiciando il foro nel tratto superiore per garantire la corretta spaziatura e l'allineamento dei pali e per assicurare che il fango bentonitico all'interno del foro sia ad una quota più alta del piano campagna; in terreni con una certa coesione, lo scavo relativo ai pali può autosostenersi senza fanghi.

La paratia di pali secanti costituisce un'evoluzione della paratia di pali affiancati, ma non assicura la tenuta idraulica.

La paratia a pannelli, detta anche diaframma di calcestruzzo continuo, rappresenta un'ulteriore evoluzione. Utilizzando i pannelli invece dei pali si riduce il numero dei giunti, che, per quanto riguarda la tenuta idraulica, rappresentano il punto debole della paratia a pali secanti.

La sequenza costruttiva tipica per un diaframma di calcestruzzo continuo è illustrata in fig. 1.

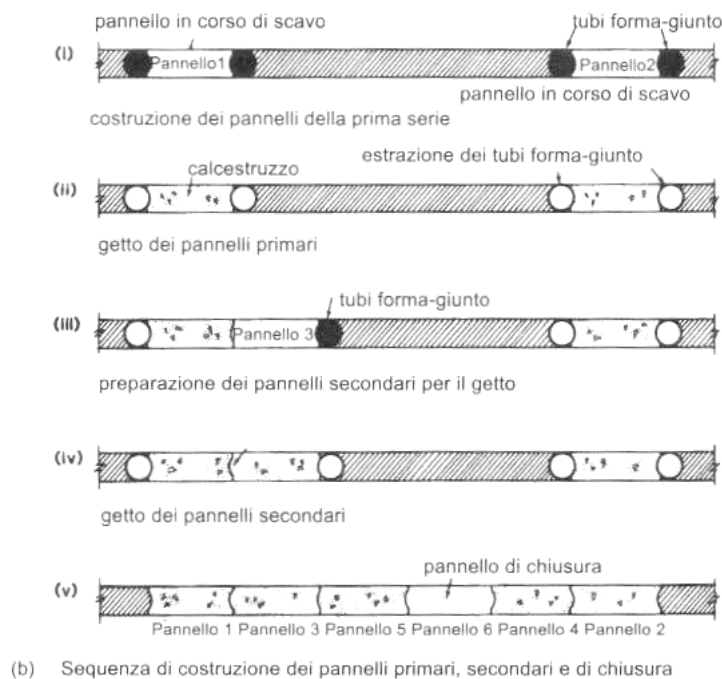
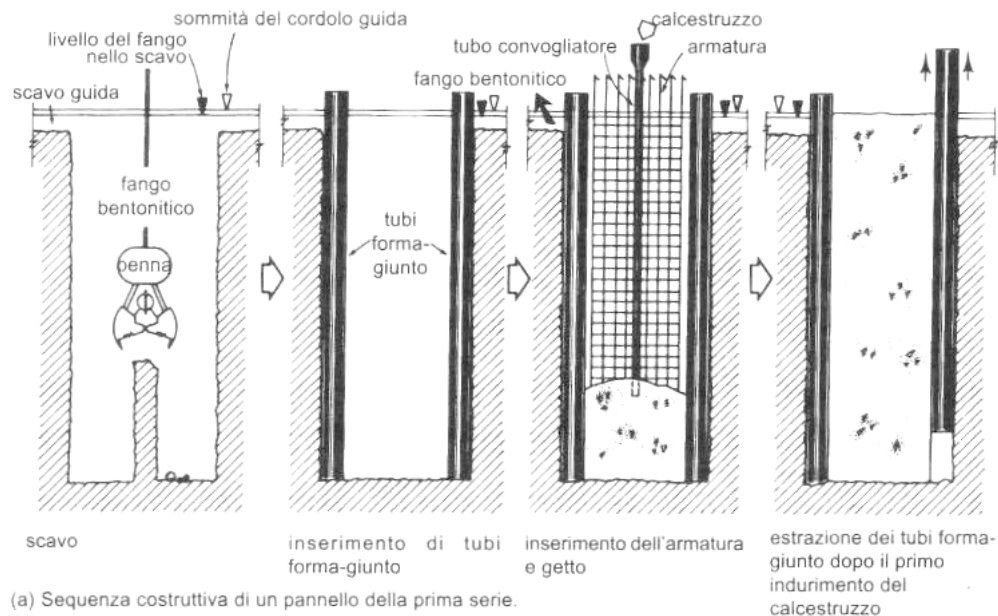


Figura 1. Modalità di realizzazione di un diaframma di cemento armato (da Clayton et al. 1993)

Al termine dello scavo della trincea e prima del getto, l'estremità di ogni pannello è definito da un tubo forma-giunto in acciaio o dall'estremità del pannello realizzato in precedenza.

Lo scavo si esegue con una benna in presenza di fango bentonitico.

Il fango sostiene le pareti e rende quindi possibile il fare a meno di sistemi di sostegno meccanico.

Dopo aver messo in sito il tubo forma-giunto e la gabbia di armatura, il fango bentonitico deve essere pompato a rifiuto o a stoccaggio, mentre il calcestruzzo viene gettato dal fondo.

I diaframmi possono anche essere costituiti da pannelli di cemento armato prefabbricati.

Uno dei vantaggi principali di tale tipologia di diaframma è l'essere completamente impermeabile.

I pannelli gettati in opera, hanno i giunti come punto debole per la filtrazione, quelli prefabbricati ovviano a ciò grazie ad un sistema di agganci che assicurano la perfetta tenuta dei giunti.

Il proporzionamento di una paratia passa attraverso la verifica di tre condizioni:

- Che il complesso terreno-paratia sia sufficientemente stabile
- Che le caratteristiche degli elementi strutturali siano tali che le tensioni massime in essi siano inferiori a quelle ammissibili
- Che gli spostamenti della paratia e i cedimenti indotti sul piano campagna siano tollerabili (con particolare riferimento ai loro effetti sulle strutture adiacenti)

Per la prima condizione è necessaria la determinazione dello stato tensionale nel terreno nell'intorno della paratia.

Per la seconda bisogna valutare le tensioni di interazione all'interfacce tra terreno e struttura e gli sforzi negli ancoraggi.

Per la terza bisogna valutare le deformazioni indotte nel terreno.

In genere il progetto si articola nelle seguenti fasi:

1. indagine geotecnica, allo scopo di definire i parametri meccanici del terreno ed individuare le condizioni del regime di falda, nonché la geometria dei contatti stratigrafici
2. definizione delle dimensioni dello scavo
3. ricognizione e verifica delle condizioni delle strutture adiacenti
4. definizione di movimenti ammissibili per le strutture adiacenti
5. selezione di uno o più schemi costruttivi
6. valutazione degli spostamenti provocati dall'esecuzione dello scavo e dall'abbassamento del livello della falda
7. confronto degli spostamenti del terreno calcolati con quelli ritenuti ammissibili, e revisione del progetto se necessario

8. allestimento della strumentazione di controllo e monitoraggio in corso d'opera; modifica del sistema di contrasto e degli schemi di costruzione/demolizione, se necessario.

Dal momento che è possibile che si presentino condizioni di sottosuolo impreviste, è spesso necessario essere pronti a rivedere con attenzione il progetto in corso d'opera.

La fattibilità di un metodo costruttivo dipende in larga misura dalle condizioni del terreno e dal regime delle acque sotterranee nel sito in esame, dalla capacità ed esperienza del personale addetto, e dalle attrezzature a disposizione.

La fattibilità del metodo costruttivo dipende in una certa misura anche dalla tipologia dell'opera strutturale.

Per esempio, la realizzazione di uno scavo con metodo top-down, ossia realizzando le strutture definitive dall'alto verso il basso al procedere dello scavo, se da un lato permette di limitare notevolmente gli spostamenti del terreno e realizzare simultaneamente piani interrati e struttura in elevazione, dall'altro rende necessario che l'ubicazione di tutti i pilastri che ricadono nell'area di scavo sia fissata prima dell'inizio della costruzione e non possa essere modificata per permettere, ad esempio, diverse configurazioni degli impianti di scavo.

La previsione dei risentimenti sulle opere circostanti quali edifici, gallerie e servizi, deve essere sempre effettuata con molta cautela. Come è ovvio, i proprietari degli edifici e delle strutture adiacenti allo scavo hanno diritto al mantenimento dell'integrità e il manifestarsi di danni conduce spesso a contenziosi giudiziari. Anche le opere provvisorie possono causare qualche problema: ad esempio, l'abbassamento del livello di falda può indurre cedimenti inaccettabili delle strutture adiacenti. La sottofondazione delle strutture attigue, se eseguita malamente, può causare danni considerevoli, a motivo dei cedimenti differenziali indotti; in alcuni casi la cattiva esecuzione di ancoraggi nel terreno al di sotto di strutture adiacenti ha provocato sollevamenti e cedimenti.

In molti casi il sostegno dello scavo è più problematico nel breve che nel lungo termine. La struttura che viene realizzata in seguito allo scavo ed all'interno di questo va a costituire un sistema di contrasti agli spostamenti della paratia.

Se, da un lato, l'analisi a breve termine in condizioni non drenate appare appropriata e conveniente dal punto di vista economico per scavi in argilla, dall'altro, la possibile parziale dissipazione delle sovrappressioni interstiziali negative già durante la costruzione, ed il conseguente rigonfiamento e rammollimento del terreno inducono una riduzione di resistenza del terreno a scapito della stabilità dello scavo. D'altra parte, l'analisi in tensioni efficaci (di lungo termine) è complicata perché è necessario conoscere la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno.

Le pressioni interstiziali assumono un ruolo importante nel determinare la sollecitazione totale agente sulle opere di sostegno. Negli scavi, la costruzione altera anche le condizioni idrauliche al contorno nel breve e nel lungo termine. Nei terreni coesivi, e specialmente nelle argille fortemente sovraconsolidate, il raggiungimento delle condizioni idrauliche stazionarie di lungo termine può richiedere anche molti anni, mentre il terreno rigonfia.

Tuttavia il tempo necessario all'equalizzazione delle pressioni interstiziali, durante il quale si verificano i processi di rigonfiamento, è difficile da determinare con precisione e può essere relativamente piccolo se sono presenti lenti di limo o sabbia nel sottosuolo o se il livello di falda è elevato.

Il progettista deve valutare, sotto ipotesi cautelative, gli sforzi di taglio e i momenti flettenti nell'opera di sostegno, e le sollecitazioni nei contrasti e negli ancoraggi. Tuttavia, l'entità delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di sostegno e nei contrasti, dipende da altre scelte di progetto come la tipologia (e la rigidità) del sistema di contrasto e, in una certa misura, dai dettagli costruttivi e dalla qualità della manodopera.

Questi fattori influenzano l'entità degli spostamenti del terreno a tergo della struttura. La limitazione dei movimenti del terreno verso l'interno dello scavo produce in genere un incremento delle spinte del terreno (e quindi del taglio e del momento flettente nell'opera e degli sforzi nei contrasti). È spesso necessario dover limitare gli spostamenti del terreno a tergo della struttura di sostegno per evitare danni alle strutture adiacenti.

In via del tutto generale, la spinta del terreno su una paratia dipende da:

- condizioni del terreno e regime della falda
- modalità di costruzione
- versatilità degli elementi costruttivi
- tempi impiegati per la costruzione.

In genere, più lunghi sono i tempi in cui sezioni dello scavo restano non sostenute, maggiori sono gli spostamenti del terreno e minori le spinte agenti sulle opere di sostegno.

È anche evidente che la distanza tra i contrasti, sia in orizzontale sia in verticale, influenza l'entità dei movimenti del terreno.

Nelle costruzioni del tipo top-down, ad esempio, il vincolo è costituito dai solai della struttura permanente, realizzati non appena lo scavo raggiunge il livello previsto. Nelle opere temporanee, la disposizione di un numero elevato di puntelli o controventi a distanza ravvicinata - per ridurre i movimenti del terreno - contrasta con la necessità di disporre di spazio per lo scavo.

La tempistica è anche importante. Ad esempio, è preferibile eseguire il getto di pali e pannelli subito dopo l'esecuzione dello scavo in modo da limitare eventuali deformazioni plastiche, rigonfiamento e deformazioni di *creep*.

È inoltre buona norma disporre ed attivare i contrasti non appena possibile.

Entro certi limiti, un lavoro ben eseguito può ridurre enormemente gli spostamenti del terreno in prossimità dello scavo anche se essi non possono essere del tutto eliminati. Per realizzare la struttura, infatti, sia permanente o non, è comunque necessario un tempo finito, e potrebbero esistere limiti al massimo valore delle forze di contrasto che è possibile fornire. Nelle argille poco consistenti, o caratterizzate da valori elevati di K_0 in sito, la riduzione della tensione totale verticale indotta dallo scavo è sufficiente a causare il sollevamento del fondo dello scavo.

Gli elementi costituenti una struttura di sostegno possono essere in grandi linee suddivisi in:

- **pareti** *scavi armati*
 - profilati metallici ad H, con pannelli di legno o gettati in opera
 - pali trivellati o ad elica affiancati, collegati da pannelli di rete elettrosaldata e calcestruzzo proiettato*pali trivellati*
 - tangenti
 - secanti*diaframmi di calcestruzzo*
palancole metalliche
- **contrasti** *berme*
ancoraggi
puntoni e puntelli provvisori
solai di piani interrati.

La rigidezza relativa di questi componenti, i loro collegamenti ed il loro assemblaggio sono importanti nel determinare l'entità dei movimenti del terreno, e quindi la riduzione della spinta del terreno, nonché le caratteristiche della sollecitazione agenti sulla struttura.

Gli spostamenti del terreno a tergo dello scavo sono direttamente correlati alla "perdita di terreno" verso lo scavo. I due principali fattori che determinano la perdita di terreno sono evidentemente il tipo di terreno e la rigidezza del sistema di sostegno che comprende i contrasti, la sequenza costruttiva e la rigidezza della parete di sostegno.

Alcune varianti del sistema di contrasto sono riportati in fig. 2.

La scelta del sistema di contrasto (puntelli, ancoraggi o solai permanenti) influenza i movimenti successivi del terreno. Mentre gli ancoraggi e puntelli possono essere messi in carico al momento dell'installazione, per evitare eventuali successivi spostamenti orizzontali, i solai costruiti al procedere dello scavo non possono essere messi in carico. D'altra parte, un sistema di sostegno con solai permanenti e puntelli provvisori è in genere un sistema più efficiente nel contenere le perdite di terreno.

L'evidenza mostra che le strutture realizzate con solai permanenti realizzati via via che lo scavo procede producono spostamenti orizzontali relativamente piccoli, se le caratteristiche del terreno non sono molto scadenti.

L'impiego di ancoraggi favorisce la distribuzione degli spostamenti in zone lontane dalla parete. I cedimenti a tergo della struttura dipendono, in una certa misura, dal livello di pretensione dell'ancoraggio e dalla posizione della prima fila di ancoraggi.

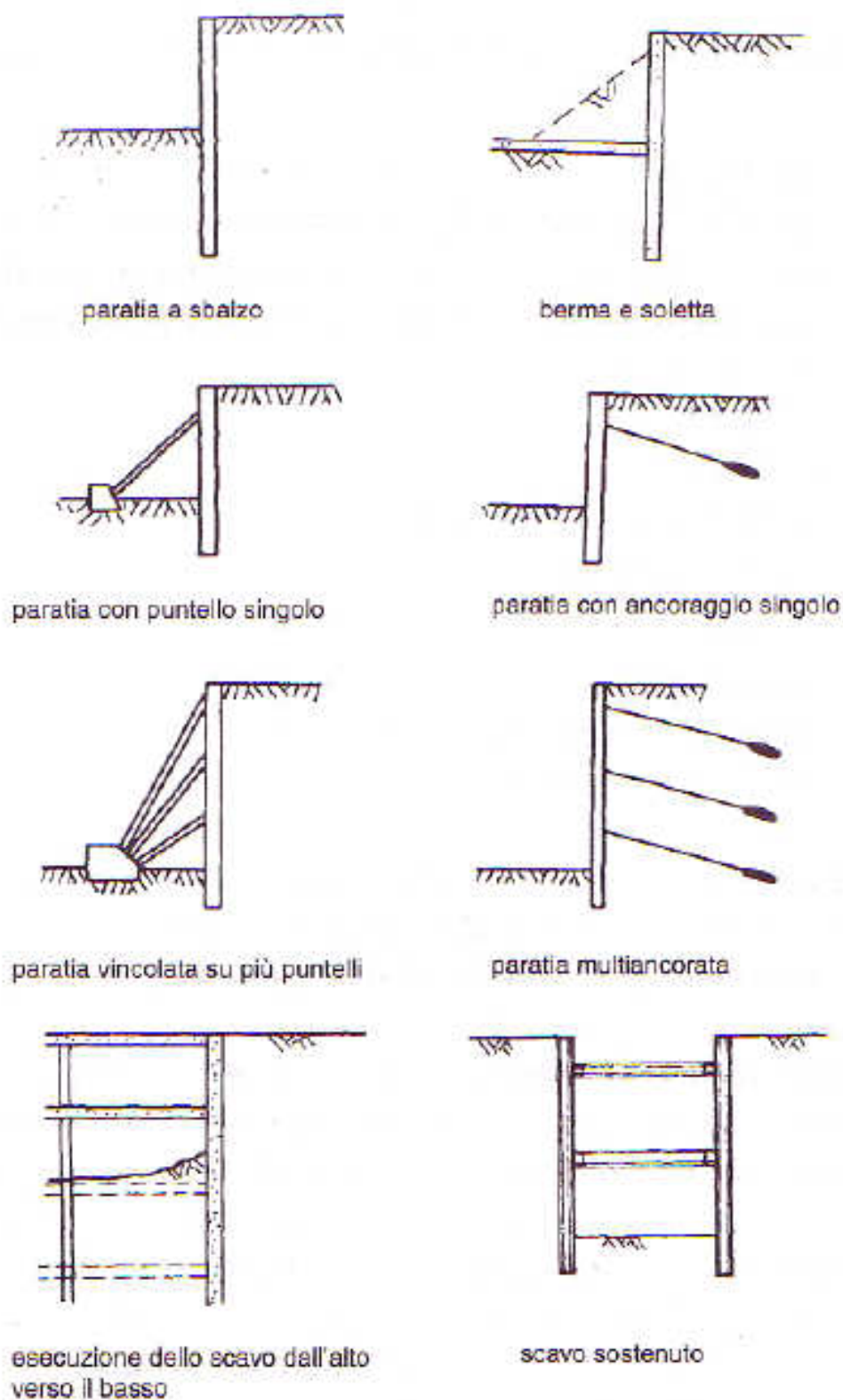


Figura 2. Schemi di intervento per il sostegno degli scavi (da Clayton, Milititsky, Woods 1993)

2.2 Misure di scavi riportati in letteratura

2.2.1 Generalità

Il monitoraggio, soprattutto per opere delicate come gli scavi in ambiente urbano, dovrebbe essere parte integrante ed indispensabile di un progetto, con la finalità di verificare la rispondenza dell'opera alle previsioni e ai requisiti di progetto, ma deve essere intesa anche come strumento di comprensione ed analisi del comportamento dell'opera.

In caso di osservazioni discordi dalle previsioni, può essere utilizzato come strumento per le previsioni successive e per le eventuali modifiche da apportare al progetto.

Si può utilizzare quindi un approccio di tipo osservazionale: si effettua inizialmente un'analisi di classe A (facendo riferimento alla definizione di classi di previsione proposta da Lambe nel 1973), si esegue il monitoraggio e si fa una previsione di classe C (analisi a posteriori), si effettua quindi una previsione di classe B (utilizzando i parametri utilizzati nell'analisi a posteriori) per la fase successiva, se occorre si fanno le opportune modifiche al progetto, si itera il procedimento.

Un adeguato monitoraggio può contribuire all'individuazione di aspetti rilevanti del comportamento del complesso terreno-struttura; ma anche alla validazione dei processi di analisi ed alla definizione di correlazioni empiriche.

Ogni singola *case history* ben documentata consente di mettere in evidenza aspetti rilevanti del problema, sia già noti, sia osservati per la prima volta, costituendo quindi un approfondimento delle conoscenze.

Per finalità di ricerca possono essere utili previsioni di classe C1 ossia "*back analysis*" di strutture monitorate, al fine di comprendere meglio un problema.

Tuttavia analisi di classe C non sono idonee a validare una procedura di analisi che deve poter essere utilizzata per previsioni di classe A.

L'accumulo di *case histories* ben documentate porta inoltre alla possibilità di sviluppare metodi di previsione empirici.

Affinché il monitoraggio sia efficace e non antieconomico bisognerebbe redigere un programma di monitoraggio, nel quale si stabilisce:

- gli obiettivi del monitoraggio e quindi le caratteristiche che si vogliono conoscere (in funzione anche del modello con il quale si studierà il problema)
- gli strumenti che si vogliono utilizzare
- la localizzazione degli strumenti di monitoraggio
- la frequenza a cui effettuare le misure (e se necessario utilizzare strumenti ad acquisizione continua)
- la modalità con cui elaborare i dati

Importante è naturalmente l'accuratezza delle misure. Bisogna quindi prestare particolare attenzione alle modalità d'installazione degli strumenti ed ad una loro corretta calibrazione.

Gli strumenti, inoltre, possono essere esposti a danneggiamenti dovuti a vari fattori (dagli urti accidentali a fenomeni naturali quali la corrosione o il danneggiamento a causa di variazioni termiche); per questo un requisito che un sistema di monitoraggio dovrebbe avere è la ridondanza delle misure in modo tale da poter facilmente individuare il malfunzionamento di strumenti.

L'elaborazione di dati sperimentali "grezzi" costituisce l'interpretazione dei risultati del monitoraggio, e viene effettuata alla luce di un modello; nella presentazione di osservazioni sperimentali è quindi opportuno distinguere con chiarezza i dati sperimentali bruti da quelli elaborati.

Vengono di seguito elencati una serie di obiettivi che solitamente ci si prefigge con il monitoraggio e gli strumenti che solitamente si utilizzano per perseguire tali obiettivi.

1. *Pressioni interstiziali e livello della falda.* Si possono usare varie tipologie di piezometri, dai piezometri Casagrande a quelli a corda vibrante alle celle piezometriche ecc..
2. *Tensioni nel terreno.* Si potrebbero utilizzare celle tensiometriche, ma le misure utilizzando tali strumenti sono poco affidabili (non siamo ancora in grado di misurare con affidabilità le tensioni nel terreno)
3. *Carichi nei sostegni.* Si utilizzano celle di carico o dinamometri
4. *Sollecitazioni nella parete.* Si possono utilizzare o celle di carico o, ipotizzando il modello costitutivo della parete, inclinometri ed estensimetri.
5. *Deformazioni e spostamenti della parete.* Si utilizzano inclinometri e tecniche topografiche.
6. *Spostamenti nel sottosuolo.* Si utilizzano inclinometri, estensimetri, assestimetri e tecniche topografiche.
7. *Temperatura del terreno.* Si utilizzano termistori.
8. *Inclinazione delle strutture adiacenti.* Si utilizzano tiltmetri.
9. *Fessurazione delle strutture adiacenti.* Si utilizzano fessurimetri.

Gli strumenti sopra elencati spesso non forniscono direttamente la misura che si cercava, ma una seconda misura che può essere ad essa correlata (senza mettere in conto il fatto che in realtà tali strumenti generalmente forniscono un risultato in bit o in volt che è legato alla misura per mezzo della calibrazione dello strumento stesso).

I piezometri, le celle di carico, le tecniche topografiche, i tiltmetri, i termistori e gli estensimetri forniscono direttamente le misure che si cercavano e che possono poi essere elaborate anche alla luce di ipotesi fatte per modellare il problema in studio.

Per ottenere informazioni dagli inclinometri dobbiamo invece, fin dall'inizio, fare delle ipotesi e delle elaborazioni. Infatti l'inclinometro ci fornisce l'inclinazione del tubo lungo la verticale, dalla quale ci si possono ricavare gli spostamenti dei vari punti (tramite integrazione delle rotazioni), a partire però da un punto di spostamento noto, che può essere o la cima (per

cui lo spostamento può essere misurato col metodo topografico) o il punto alla base (che può essere assunto a spostamento nullo se l'inclinometro arriva abbastanza in profondità).

E' quindi opportuno elaborare i dati e presentarli in modo tale da essere facilmente compresi.

Sicuramente è sempre utile presentare i risultati in funzione del tempo, magari mettendo in evidenza gli eventi salienti che possano aver modificato le condizioni al contorno e quindi influenzato il comportamento dell'opera.

Un altro modo particolarmente utile per presentare i dati è quello delle isocrone: si presentano i valori che assume un dato parametro in un dato momento lungo una linea, una superficie o nello spazio.

E' poi naturalmente possibile elaborare i dati nella maniera in cui si vuole, magari mettendo in evidenza relazioni che ci sono tra vari parametri in gioco.

Risultati di monitoraggio e le relative elaborazioni trovati in letteratura verranno riportati e commentati nel paragrafo successivo.

2.2.2 Misure ed elaborazioni

Spostamenti e deformazioni delle paratie

Viene di seguito riportata una serie di evidenze sperimentali relativa agli spostamenti ed alle deformazioni della paratia e di elaborazioni finalizzate ad una migliore comprensione del fenomeno.

Per controllare tali spostamenti si utilizzano solitamente le misure inclinometriche.

Si posizionano tubi inclinometrici all'interno dell'elemento che si vuole monitorare; tali strumenti restituiscono l'inclinazione dalla quale si ricavano gli spostamenti orizzontali.

Gli inclinometri possono essere principalmente di due tipi:

- Mobili. Per i quali periodicamente la sonda viene calata nel foro e misura le inclinazioni in maniera continua nello spazio.
- Fissi. Si utilizza un certo numero di sensori per ogni foro, fissati a profondità prestabilita, tali sensori acquisiscono l'inclinazione in maniera continua nel tempo.

Tali tipologie di strumenti dovrebbero essere considerati complementari, in quanto gli uni danno misure continue nel tempo e gli altri nello spazio.

Bisogna notare che al variare della tipologia di paratia varia non solo quantitativamente ma anche qualitativamente la forma della deformata.

Clogh e O'rourke (1990) cercano di dare generalità all'approccio, cominciando col definire qualitativamente sia le deformate delle pareti, sia il profilo di subsidenza alle spalle della parete (fig 3).

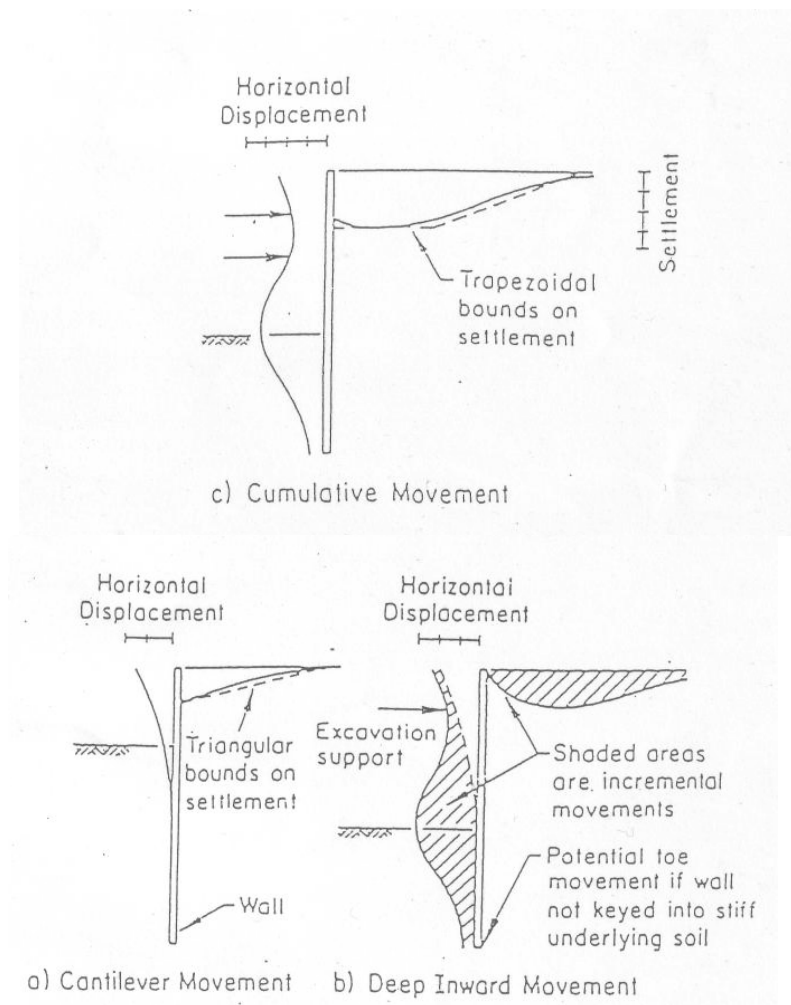


Figura 3. Tipologie di deformate di paratie (Clogh e O'Rourke, 1990)

La deformata a) è quella di una paratia a mensola, ma corrisponde anche alla deformata del primo tratto di una paratia ancorata (il tratto al di sopra della più alta fila di tiranti) o alla deformata di una paratia prima che vengano messi in tiro gli ancoraggi.

La deformata incrementale b), successiva all'installazione di un livello di supporto presenta il tipico spanciamento al di sotto del supporto.

Infine la deformata c) deriva appunto dalla somma delle due deformate viste precedentemente.

Tali autori inoltre raccolgono in un diagramma il valore del massimo spostamento orizzontale di numerose paratie, di differente tipologia, in funzione dell'altezza di ritenuta (fig. 4).

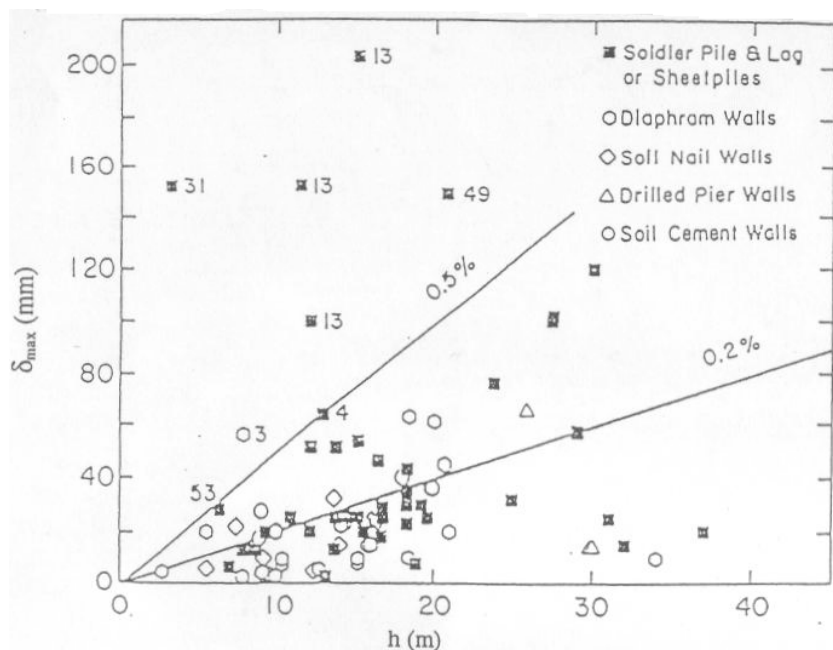


Figura 4. Spostamenti orizzontali massimi di paratie in sabbie e argille dure (Clough e O'Rourke, 1990)

Mana e Clough (1981) hanno raccolto una serie di *cases history*, considerano solo palancole puntonate, con caratteristiche costruttive simili e scavati in argille tenere di simili caratteristiche.

Gli autori mettono in evidenza l'importanza del coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo nei confronti del massimo spostamento orizzontale misurato sulla parete (fig. 5).

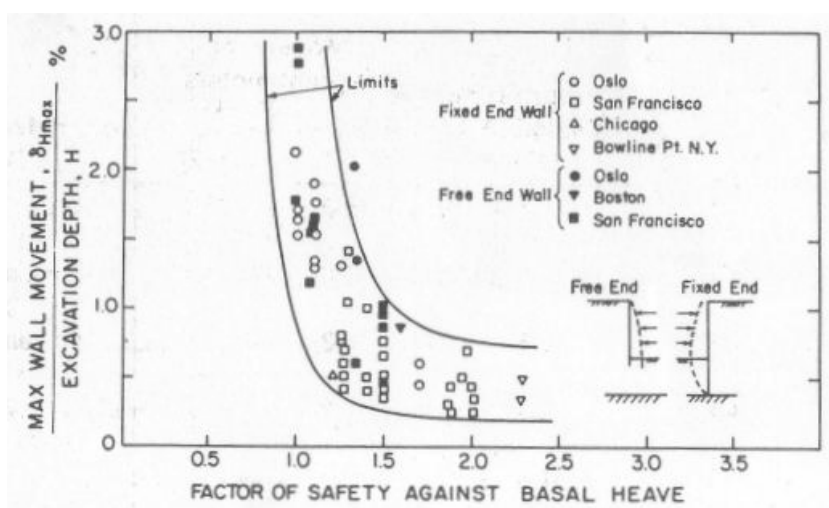


Figura 5. Relazione tra fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo e massimo movimento laterale della parete normalizzato (Mana, Clough, 1981)

Gli autori studiano inoltre gli effetti del tempo sui movimenti laterali del muro, diagrammando in scala bilogarithmica la velocità degli spostamenti contro il tempo (fig 6)

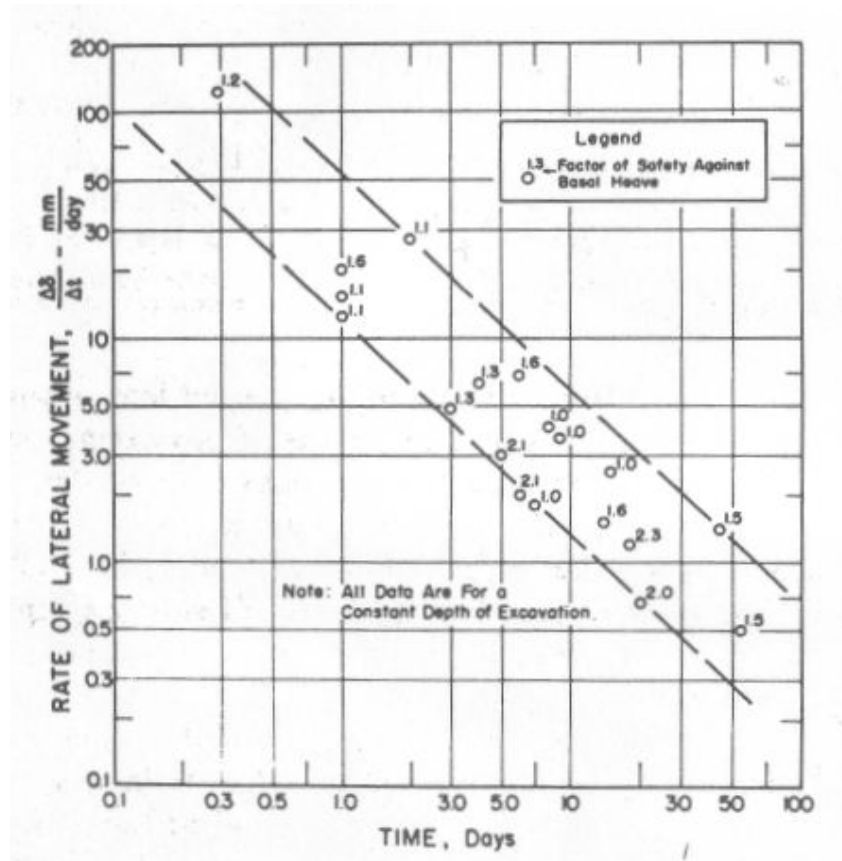


Figura 6. Velocità degli spostamenti orizzontali nel tempo (Mana, Clough, 1981)

Clough et al. (1989) propongono di valutare il massimo spostamento orizzontale, non soltanto in relazione al fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo, ma anche rispetto al valore di rigidità del sistema di sostegno RSS definito di seguito:

$$RSS = \frac{EJ}{\gamma_w h_{avg}^4}$$

Dove h_{avg} è l'interasse medio in verticale dei vincoli.

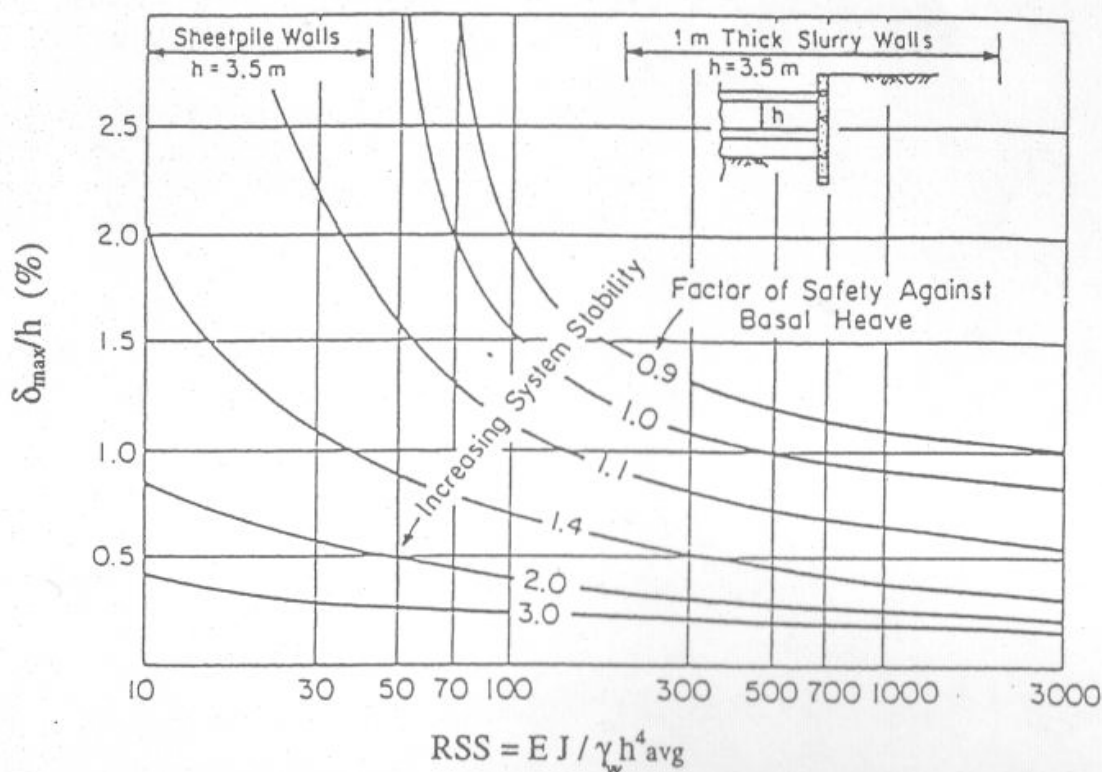


Figura 7. Diagramma per la valutazione del massimo spostamento orizzontale della parete (Clough et al., 1989)

Russo e Viggiani (1997) hanno monitorato lo scavo di un parcheggio sotterraneo (profondo a scavo completato circa 19 m) in un terreno composto negli strati superficiali da piroclastiti sciolte e negli strati profondi da tufo.

Lo scavo è stato eseguito con il metodo top-down, le pareti perimetrali e i pilastri sono stati realizzati tramite micropali, sono stati previsti infine 4 livelli di ancoraggio (ancorati in tufo).

Gli spostamenti orizzontali sono risultati molto piccoli (circa 7 mm di massimo); la forma delle deformate mette ben in evidenza il vincolo alla sommità esercitato dal solettone di copertura (fig.8); letture inclinometriche continue hanno permesso di osservare una fluttuazione giornaliera della deformata dovuta all'espansione termica del solettone.

Per quanto riguarda la parte dell'opera scavata in tufo si sono misurati (come atteso) spostamenti modesti rispetto a quelli nella zona dei materiali sciolti.

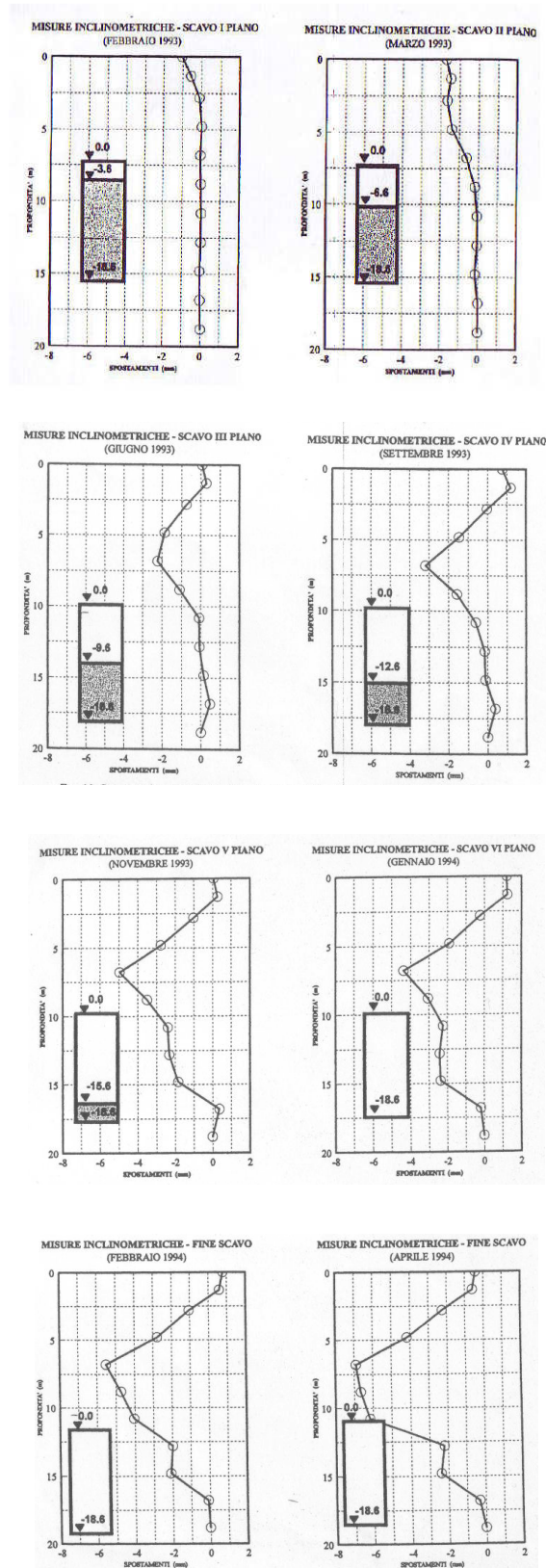


Figura 8. Spostamenti orizzontali del tubo inclinometrico al termine delle varie fasi di scavo (Russo e Viggiani, 1997)

Fenelli e Pagano (1997) riportano il caso di uno scavo (profondo fino a 21 m) in pozzolane, sostenuto da un diaframma costituito da pannelli modulari; in testa ai diaframmi è stato realizzato un cordolo di collegamento; 0, 1, 2 livelli di ancoraggi pretesi sono stati utilizzati a seconda della profondità dello scavo.

Un'importante osservazione che fanno è che anche le zone ancorate mostrano una deformata di tipo a mensola contrariamente a quanto assunto dai normali metodi di calcolo per paratie ancorate, che considerano solitamente gli ancoraggi come vincoli a spostamento nullo, ma coerentemente a quanto osservato da altri autori.

Altra cosa che fanno notare sono gli spostamenti significativamente minori per pannelli in prossimità di bordi rispetto a pannelli più centrali (fig. 9) ad indicare importanti effetti dovuti alla natura tridimensionale dello scavo.

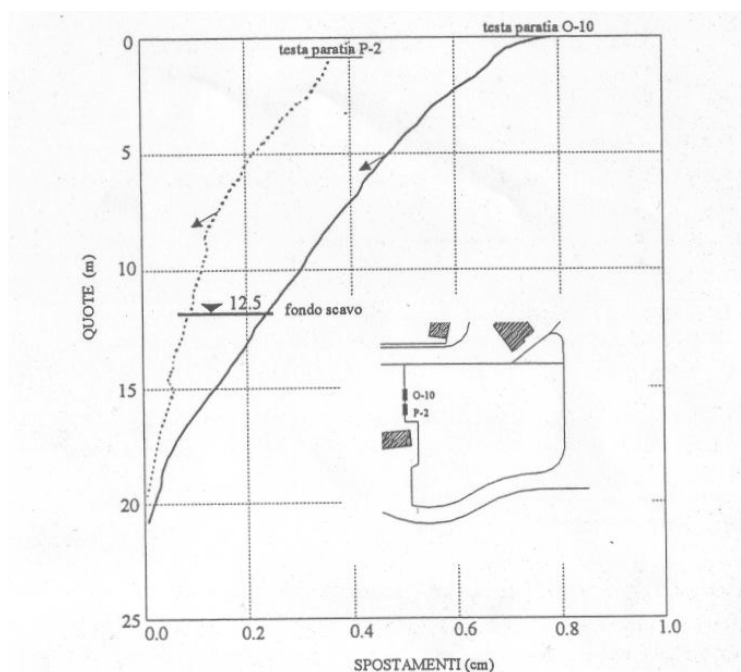


Figura 9. Spostamenti nei pannelli O10 e P2 a scavo ultimato (Fenelli e Pagano, 1997)

Wang et al. (2005) studiano vari scavi (profondi tra i 15 e i 23 m) in argilla stratificata; lo scavo in tutti i casi è in pianta molto più lungo che largo, ed è sostenuto da un diaframma in calcestruzzo, sorretto da puntoni precompressi; in due degli scavi il terreno al di sotto dello scavo viene migliorato tramite *compaction grouting*.

Considerando sezioni lontane dagli angoli gli autori osservano che non si ha un evidente differenza tra i profili di scavi nei quali si è usato (fig. 10 a, b) o no il *compaction grouting* (fig. 10 c,d,e,f).

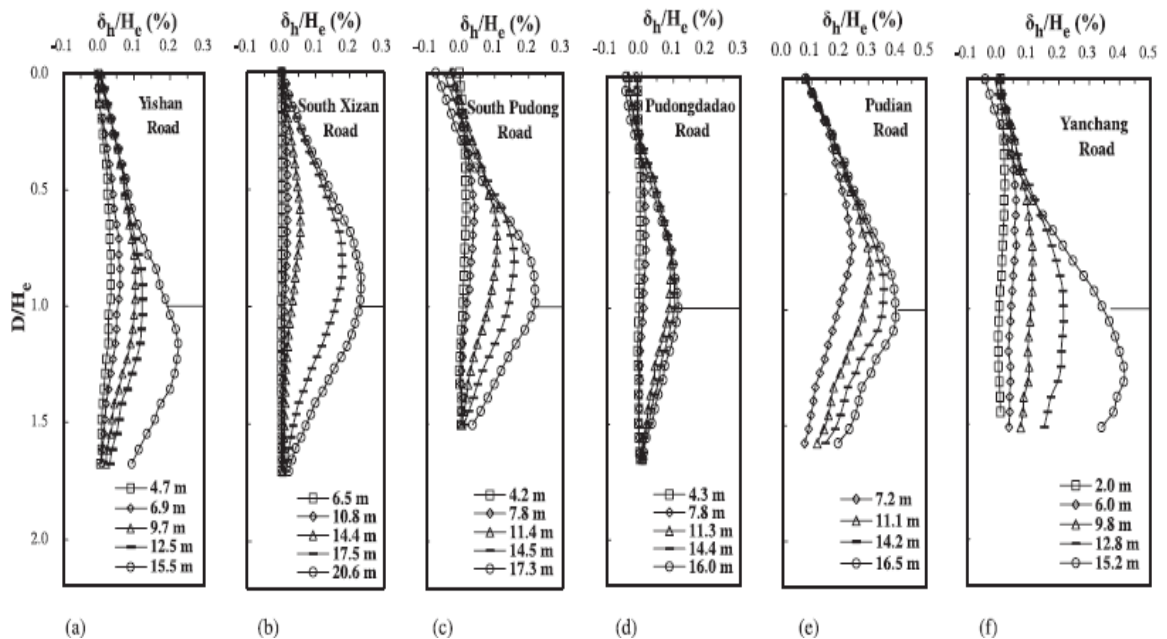


Figura 10. Spostamenti orizzontali normalizzati per varie fasi di scavo, per scavi diversi (Wang et al., 2005)

La profondità dello spostamento massimo in alcuni casi è al di sopra, in altri al di sotto del fondo foro.

Inoltre gli autori mostrano, osservando le modeste variazioni tra inclinometri in diverse posizioni dello scavo, al di là di una certa distanza dall'angolo non si risentono significativi effetti irrigidenti dovuti allo stesso.

In figura 11 si riporta la relazione tra il massimo spostamento e l'altezza dello scavo (Wang et al. 2005). Si osserva innanzitutto come anche in questo caso non si notino miglioramenti tra terreno trattato e no, e poi come gli spostamenti che si osservano in tali scavi sono generalmente piccoli rispetto alla profondità di scavo.

Infine Wang et al. Propongono un diagramma in cui l'altezza a cui si ha lo spostamento massimo è messa in relazione a quella dello scavo, ed osservano che i punti si dispongono in un intervallo delimitato dalla bisettrice del quadrante e da una retta parallela (fig. 12).

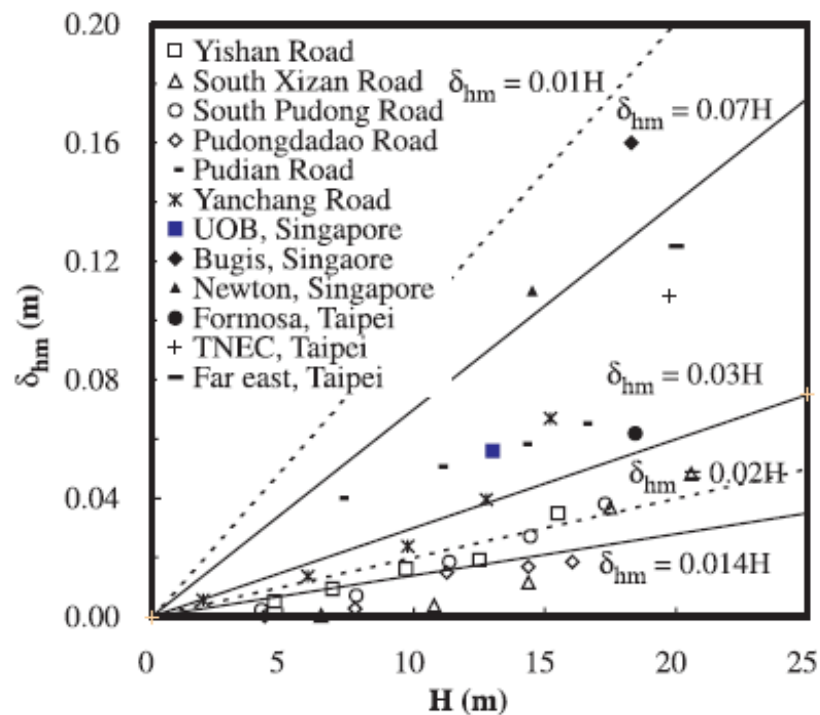


Figura 11. Relazione tra massimo spostamento orizzontale e profondità di scavo (Wang et al., 2005)

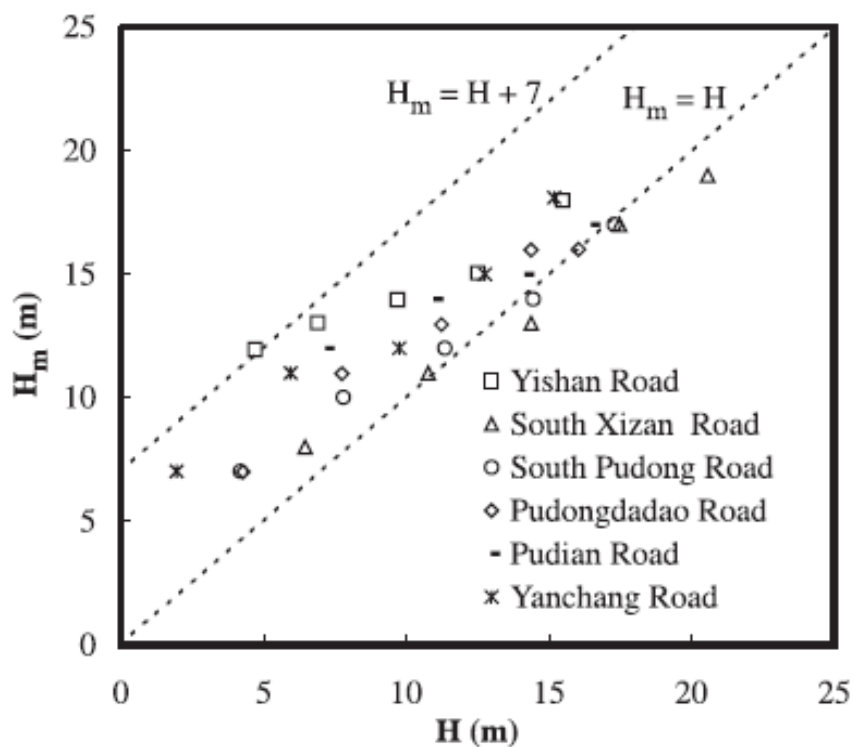


Figura 12. Relazione tra posizione del massimo spostamento orizzontale (H_m) e profondità di scavo (H) (Wang et al., 2005)

Si noti come gli autori non abbiano osservato significati effetti tridimensionali, a causa della forma molto allungata degli scavi studiati; al contrario, altri autori osservano che in prossimità di spigoli gli spostamenti sono molto più piccoli che in sezioni lontane da essi.

Ou et al. (2000) hanno studiato lo scavo relativo al TNEC (*Taipei National Enterprise Center*), profondo circa 20 m, realizzato utilizzando il metodo top-down, in un terreno stratificato che va dalle argille alle sabbie.

Gli autori utilizzano inclinometri in grado di osservare gli spostamenti nelle due direzioni.

In fig. 13 sono rappresentati gli spostamenti di tre inclinometri posti ad una sufficiente distanza dagli spigoli. Le deformate nella direzione ortogonale alla parete sono simili per i tre. In realtà quella dell'inclinometro centrale è leggermente maggiore nelle prime fasi, mentre è inferiore nelle fasi finali.

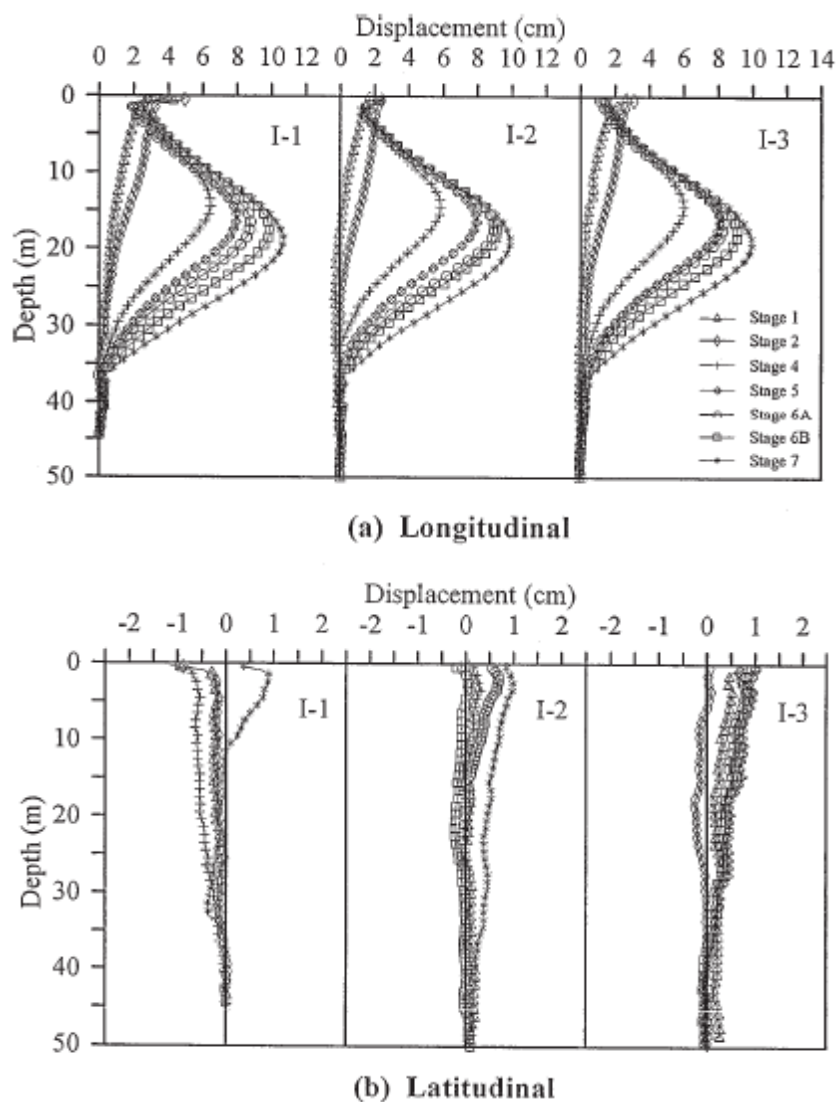


Figura 13. Spostamenti nella direzione ortogonale (a) ea parallela (b) allo scavo (Ou et al., 2000)

Ciò può essere dovuto, secondo gli autori, allo scavo zonato. Grazie a questa tecnica gli spostamenti vengono ridotti, in quanto la paratia (se la lunghezza di ogni zona scavata non è grande) è influenzata dall'effetto irrigidente dell'angolo.

Si osserva inoltre che nelle prime fasi la deformata è di tipo a mensola, mentre nelle altre si ha un punto di massimo spostamento non in testa alla paratia dell'ordine dello 0,5% dall'altezza dello scavo.

Gli spostamenti nella direzione parallela alla paratia sono naturalmente inferiori a quelli ortogonali, si osserva che gli spostamenti degli inclinometri laterali sono diretti verso il centro dello scavo.

Gifuni et al. (2007) riportano il monitoraggio di uno scavo di profondità massima di circa 13 m, realizzato in un terreno piroclastico stratificato, sorretto da una paratia di pali con due o tre livelli di ancoraggio. In fig. 214 si mostrano i profili inclinometrici relativi alle varie fasi costruttive di questo scavo, per le fasi in cui si hanno più misure è stato riportato l'involuppo delle deformate, inoltre per ciascuna verticale sono rappresentati in maniera sintetica gli azimut degli spostamenti sotto forma di diagrammi polari.

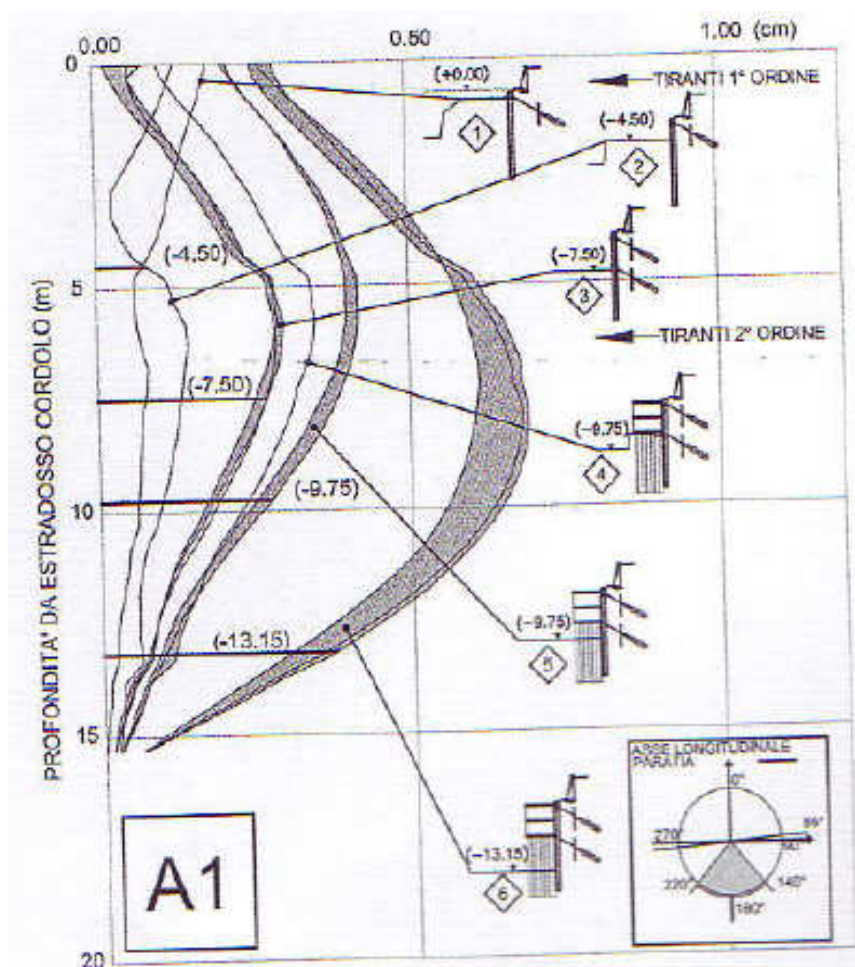


Figura 14. Misure inclinometriche (Gifuni et al., 2007)

Sforzi nelle strutture di sostegno

Per quanto riguarda il momento flettente nella paratia è da ricordare come esso non sia misurato direttamente, ma calcolato dalla deformata della parete previa assunzione del modello costitutivo della stessa. Solitamente si utilizza il modello elastico e quindi l'equazione della linea elastica.

Tamagnini et al. (1997) riportano il caso di una prova su modello in vera grandezza: si tratta di uno scavo profondo 5 m, sorretto da una palancola metallica vibroinfissa, con un livello di puntoni.

In fig. 15 e 16 sono riportati i diagrammi delle deformate e dei momenti flettenti relativi alle due ultime fasi di scavo; sono inoltre rappresentati i risultati di analisi numeriche sulle quali ci si soffermerà in seguito.

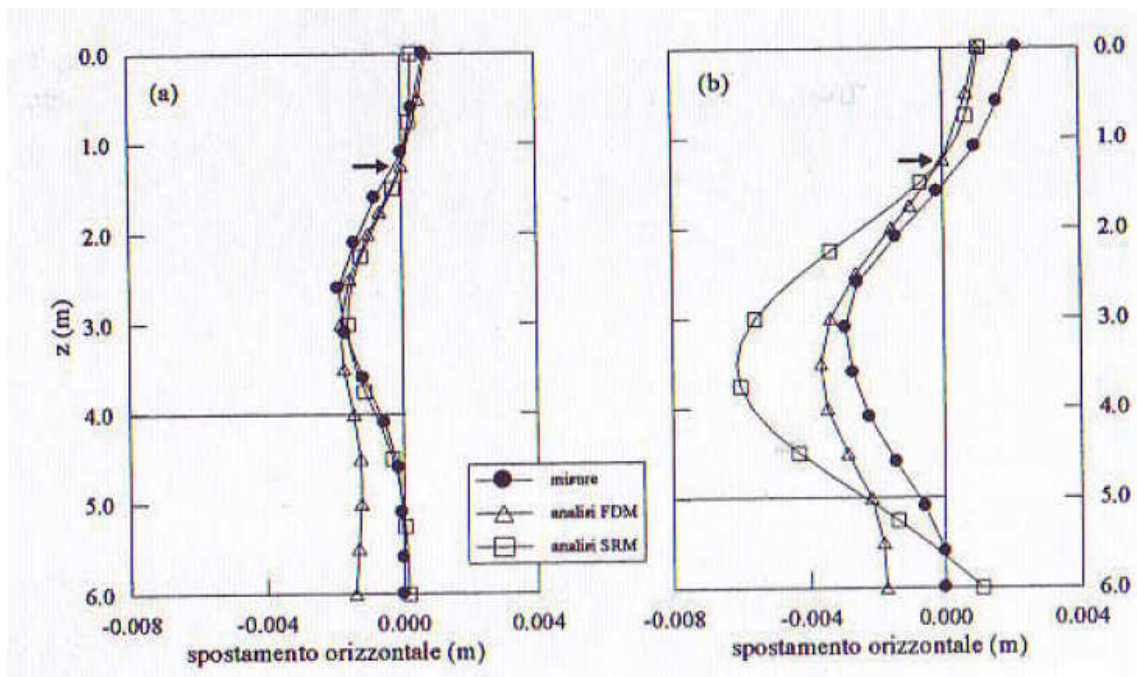


Figura 15. Spostamenti orizzontali della palancola (Tamagnini et al., 1997)

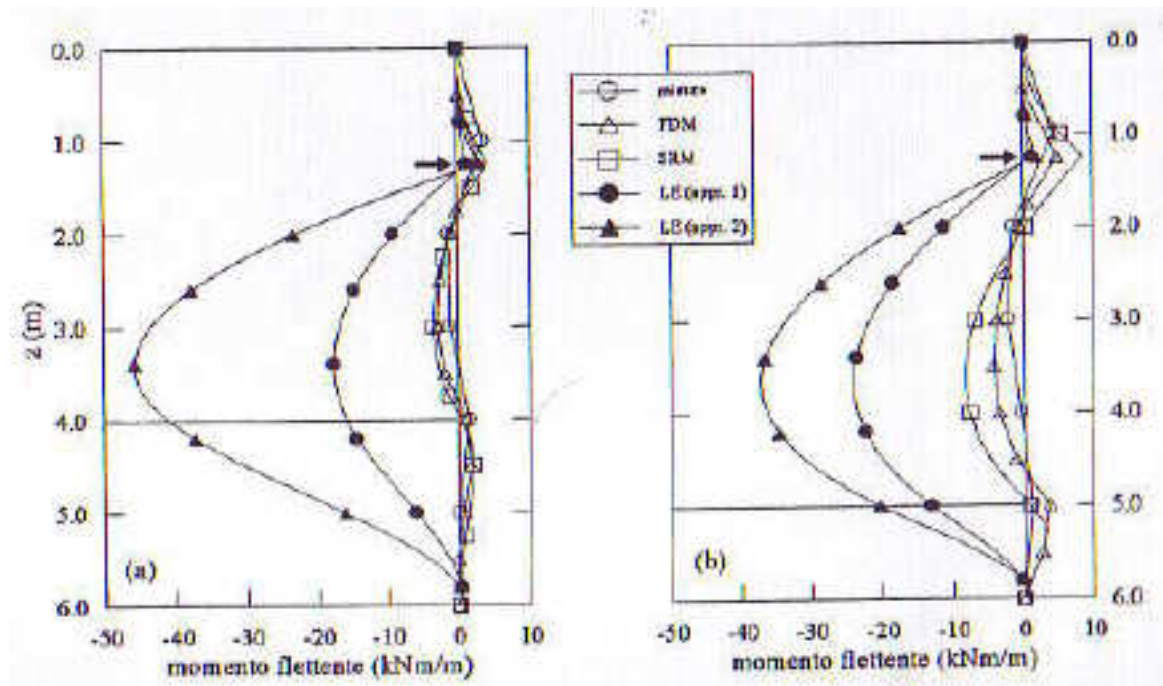


Figura 16. Momenti flettenti lungo l'asse della palanca (Tamagnini et al., 1997)

Ooi et al (2002) riportano i risultati del monitoraggio di uno scavo profondo circa 13 m, in un terreno argilloso stratificato sorretto da una palanca rinforzata nella parte superiore da una travatura, una parte della base del foro è stata migliorata con *jet grouting*, mentre la parte di terreno retrostante è stata sottoposta a congelamento.

In fig. 17 sono riportati i diagrammi delle deformate e dei momenti; sono inoltre rappresentati i risultati di analisi numeriche sulle quali ci si soffermerà in seguito.

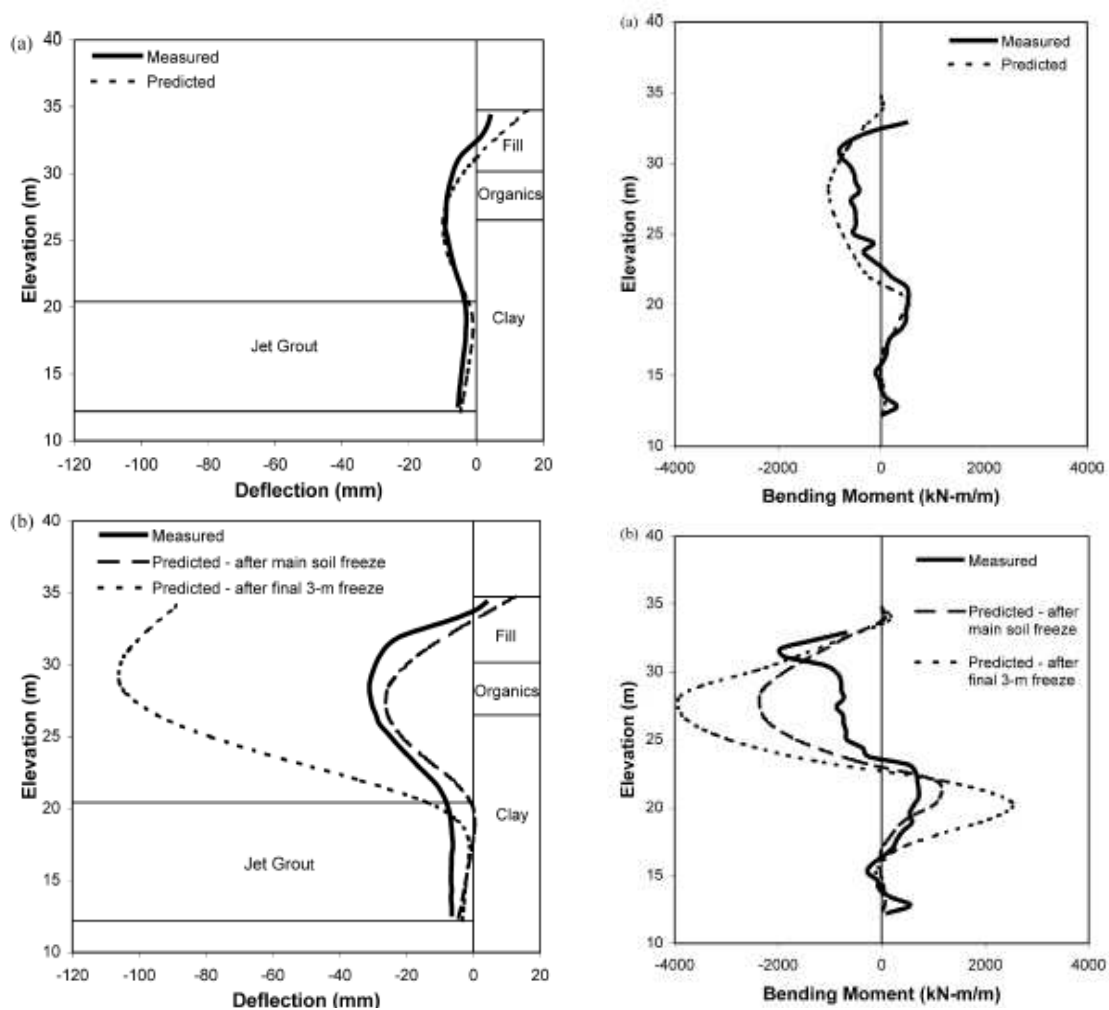


Figura 17. Spostamenti orizzontali e momenti flettenti lungo l'asse della palancola (Ooi et al., 2002)

Veniamo ora gli sforzi misurati nelle strutture di rinforzo.

Per quanto riguarda gli ancoraggi pretesi, numerosi autori (Fenelli, Pagano 1997; Russo, Viggiani 1997) evidenziano che gli sforzi negli ancoraggi variano pochissimo nel tempo, rimanendo pressoché uguali (la variazione massima è di circa il 10 %; a volte si ha addirittura una riduzione degli sforzi, vedi fig. 18) alla tensione di pretensione. Questi risultati sono entrambi ottenuti per paratie in terreni piroclastici, ma esistono conferme in letteratura (Gatti e Cividini, 1978).

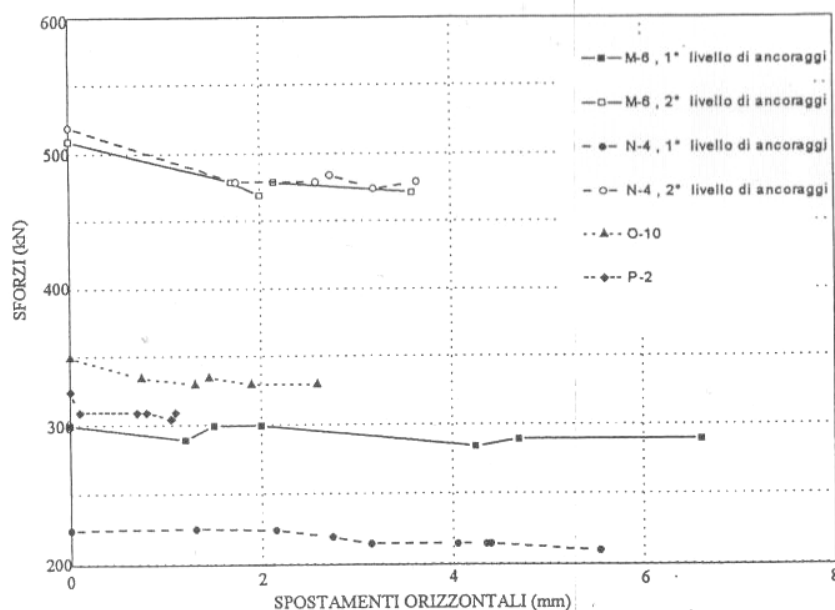


Figura 18. Evoluzione degli sforzi nei tiranti (Fenelli, Pagano, 1997)

Quindi nella modellazione i tiranti potrebbero essere considerati come forze concentrate piuttosto che come vincoli cinematici.

Ciò è contrario a quella che è la modellazione classica del problema che schematizza il tirante come una molla elastica per il quale la forza dovrebbe aumentare con lo spostamento.

Gifuni et al. (2007) osservano lo stesso fenomeno e ne danno una spiegazione.

Tali autori asseriscono che tale comportamento può essere giustificato tenendo in conto l'interazione del tratto così detto "libero" con il terreno (interazione generalmente trascurata nella modellazione classica). In tal caso l'ancoraggio si comporterebbe in maniera sostanzialmente analoga ad una chiodatura, o ad un elemento di una terra armata, assorbendo parte degli sforzi e non agendo semplicemente da vincolo per la parete.

Bircolotti e Capata (2007) riferiscono di uno scavo profondo circa 40 m in terreni limo-argillosi, per il quale il sistema di sostegno è formato da una doppia paratia (una delle quali tirantata); in corrispondenza di ciascuna fase di approfondimento, per tale scavo è stato predisposto un sistema di controventamenti tramite l'impiego di puntelli metallici.

I carichi nei puntoni sono stati misurati tramite celle di pressione e *strain-gauges* (per utilizzare quest'ultimi come misuratori di sforzi bisogna ipotizzare un modello costitutivo dell'elemento considerato); i risultati sono riportati in fig. 19 (nella quale è riportato anche il risultato delle analisi numeriche).

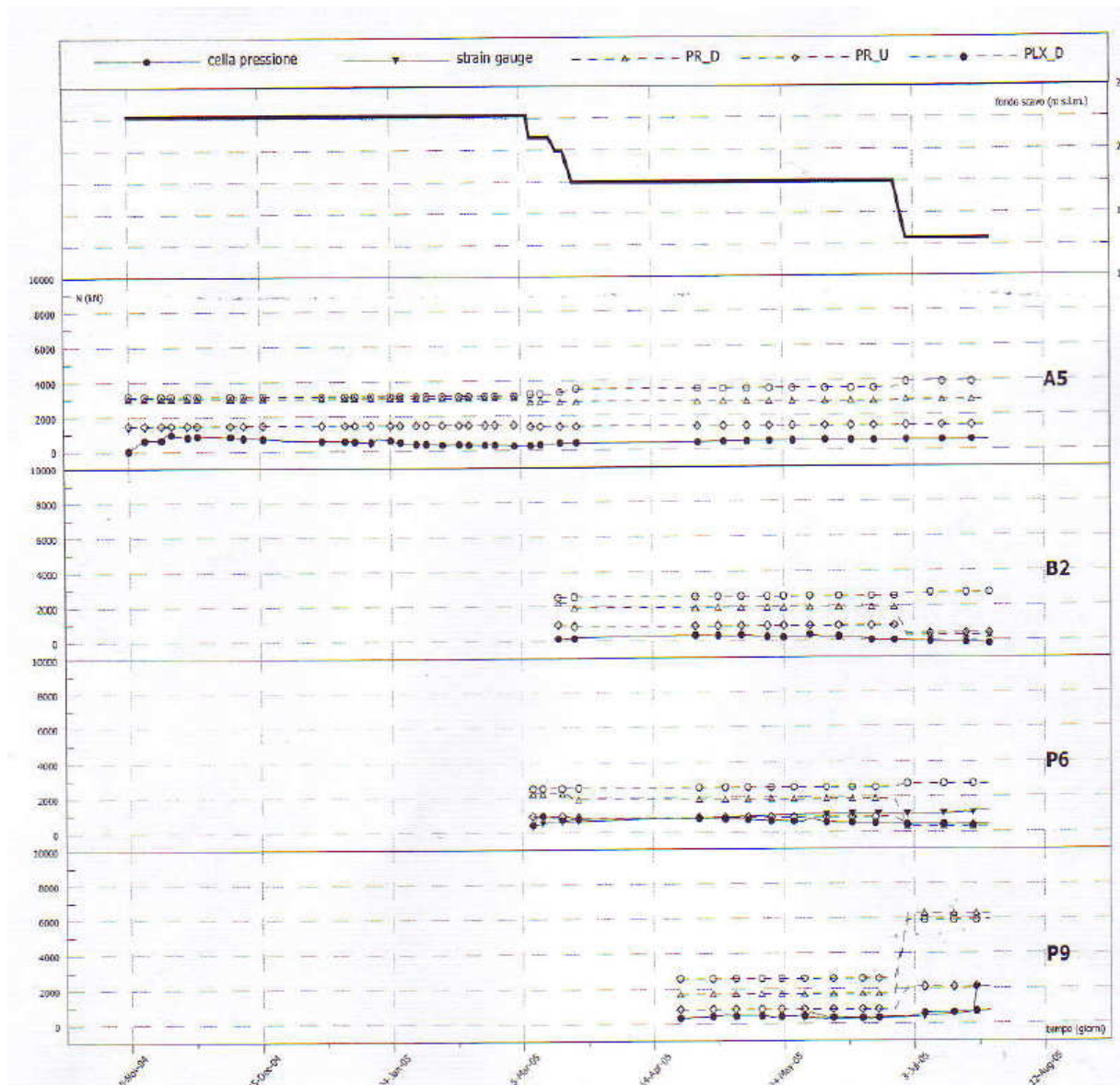


Figura 19. Evoluzione delle forze (in kN) registrati sui puntoni (Bircolotti e Capata, 2007)

Si può osservare che sussistono discordanze tra misurazioni effettuate alle stesse quote tra puntelli monitorati con l'uno o l'altro strumento.

Le cause di tali discordanze possono essere molteplici:

- Eccessiva pressurizzazione delle celle di carico in fase di disposizione delle stesse
- Messa in opera di puntoni strumentati in prossimità di altri già posizionati e sottoposti a carico
- Effetti idraulici localizzati
- Variazione stratigrafica in senso longitudinale dello scavo
- Effetti termici o di ritiro
- Non perfetta complanarità delle superfici di contrasto

- Irregolarità della profondità di scavo in corrispondenza dei puntoni
- Irregolarità nelle luci libere nei puntoni

Per quanto riguarda il puntone A5 si osserva uno sforzo pressoché costante, il B2 subisce uno scarico in seguito all'istallazione di un puntone adiacente; nel P9 invece si osserva un aumento dello sforzo con lo scavo.

Movimenti del terreno

Uno dei risultati più interessanti che si può avere dal monitoraggio degli spostamenti è la deformata alle spalle dello scavo, che può essere ottenuta o da misure topografiche o tramite estensimetri o con assestimetri. Si possono inoltre misurare gli spostamenti orizzontali del terreno tramite l'utilizzo di misure inclinometriche.

Peck (1969) riassume le osservazioni disponibili all'epoca in un grafico e classifica i cedimenti, normalizzati rispetto la profondità di scavo, in tre zone a seconda della tipologia di terreno nel quale si effettua lo scavo, della qualità del lavoro, del numero di stabilità definito in figura e della profondità dello strato deformabile (fig. 20).

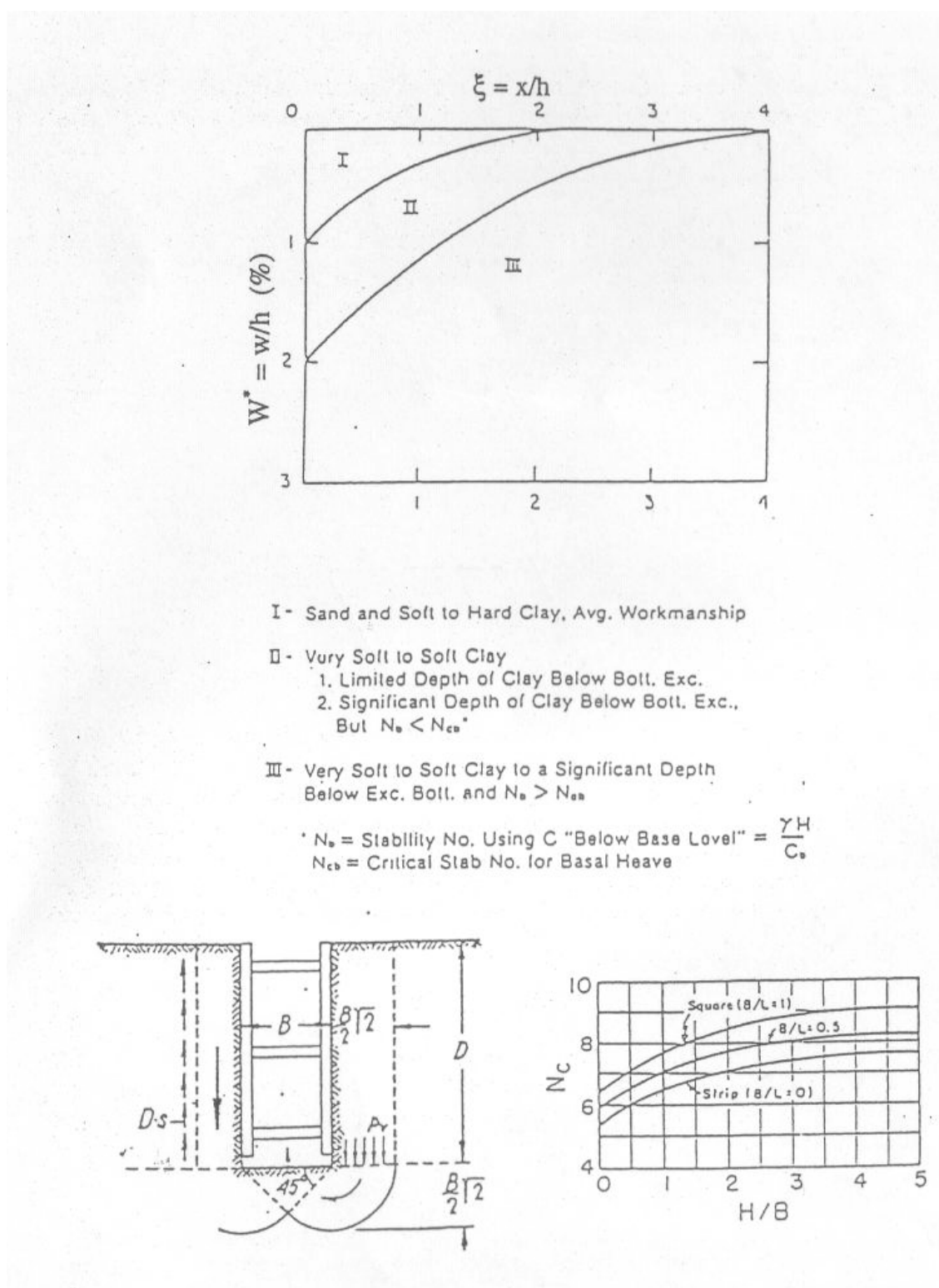


Figura 20. Profili di subsidenza adimensionali (Peck, 1969)

Mana e Clough (1981), studiando il problema di scavi puntonati, individuano una relazione approssimata tra cedimento massimo e massimo spostamento orizzontale della parete, entrambi normalizzati rispetto la profondità di scavo (fig. 21).

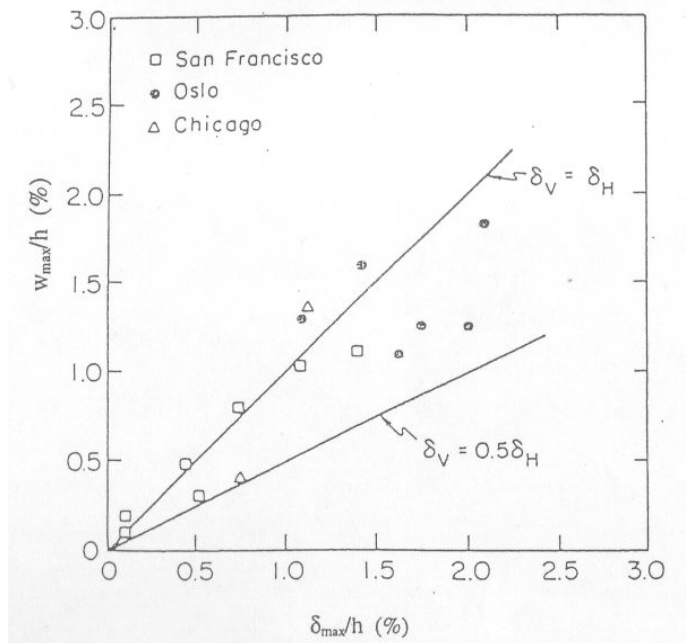


Figura 21. Correlazione dei valori massimi dello spostamento orizzontale della parete e del cedimento del terrapieno (Mana e Clough, 1981)

Clogh e O'Rourke (1990) diagrammano i cedimenti massimi del terrapieno in funzione dell'altezza di ritenuta (fig. 22) ed individuano il profilo adimensionale di subsidenza per paratie in sabbie (fig. 23) ed in argille consistenti (fig. 24).

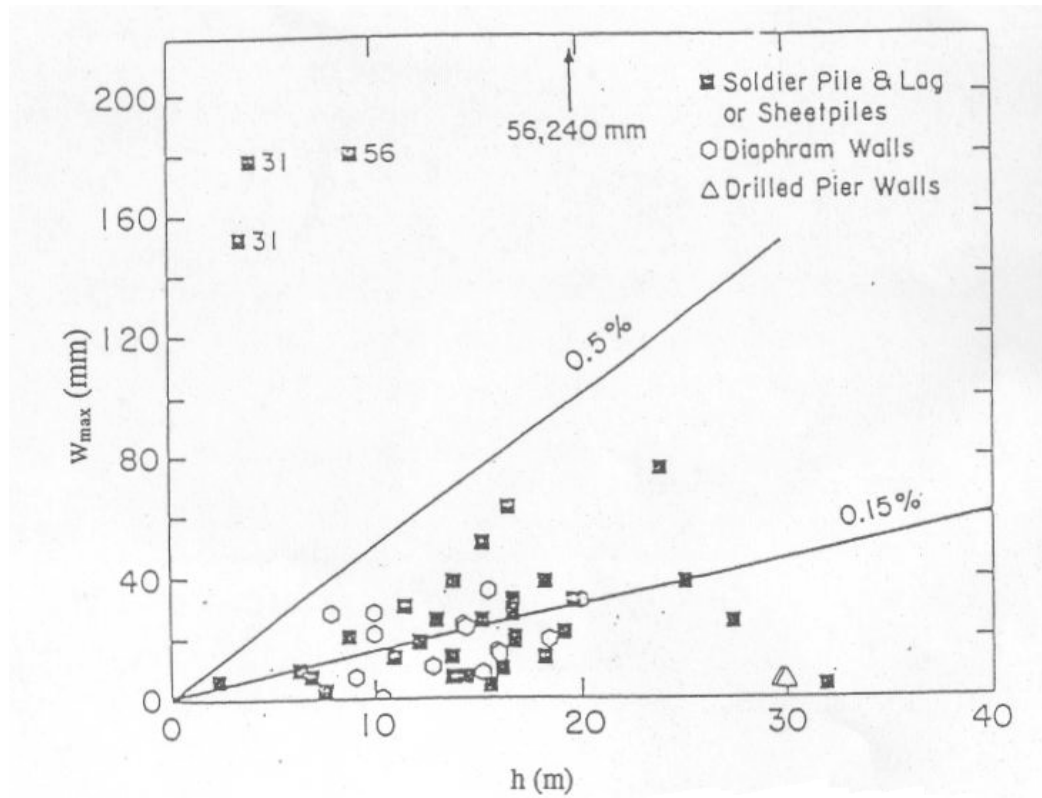


Figura 22. Cedimenti massimi in terrapieni in sabbie e in argille dure sostenuti da paratie (Clough e O'Rourke, 1990)

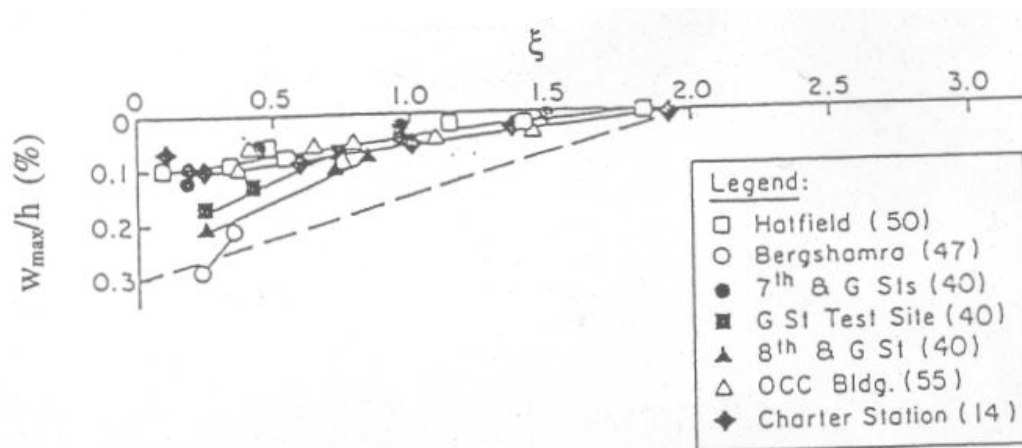


Figura 23. Profilo adimensionale di subsidenza per paratie in sabbia (Clough e O'Rourke, 1990)

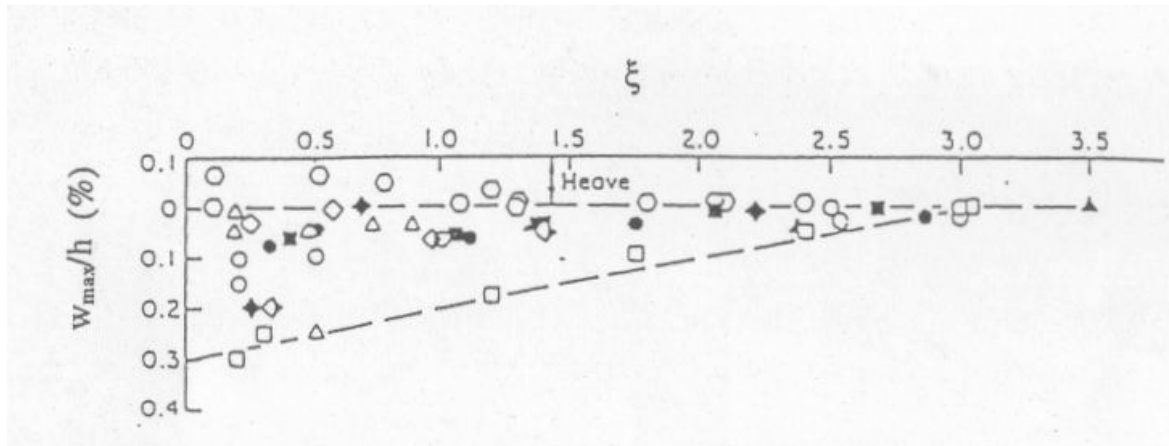


Figura 24. Profilo adimensionale di subsidenza per paratie in argille consistenti (Clough e O'Rourke, 1990)

Tali autori propongono inoltre gli involucri dei cedimenti normalizzati rispetto al massimo per varie tipologie di terreno (fig. 25).

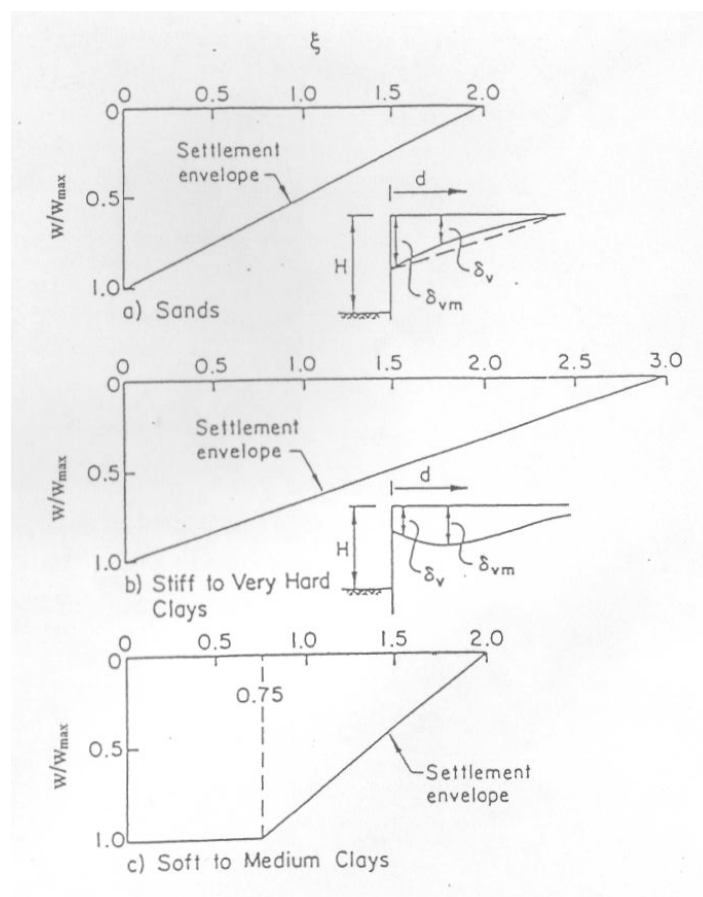


Figura 25. Profili adimensionali di subsidenza per paratie in sabbie e argille (Clough e O'Rourke, 1990)

Infine diagrammano il valore massimo della distorsione angolare β , definita come la rotazione della retta congiungente due punti di misura qualsiasi rispetto alla retta congiungente i punti di misura di estremità (figura 26) rispetto all'abbassamento massimo.

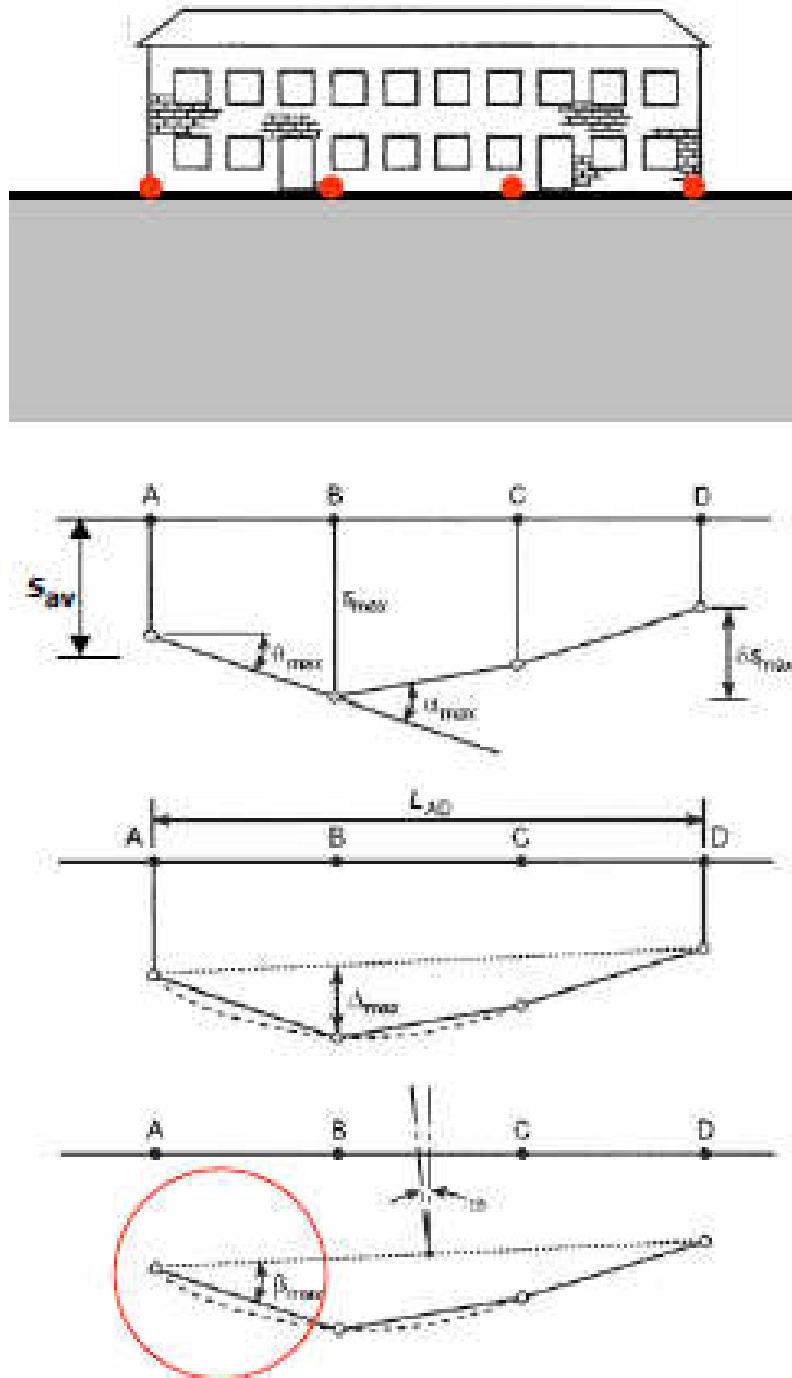


Figura 26. Definizione della distorsione angolare β (da Mandolini 2008)

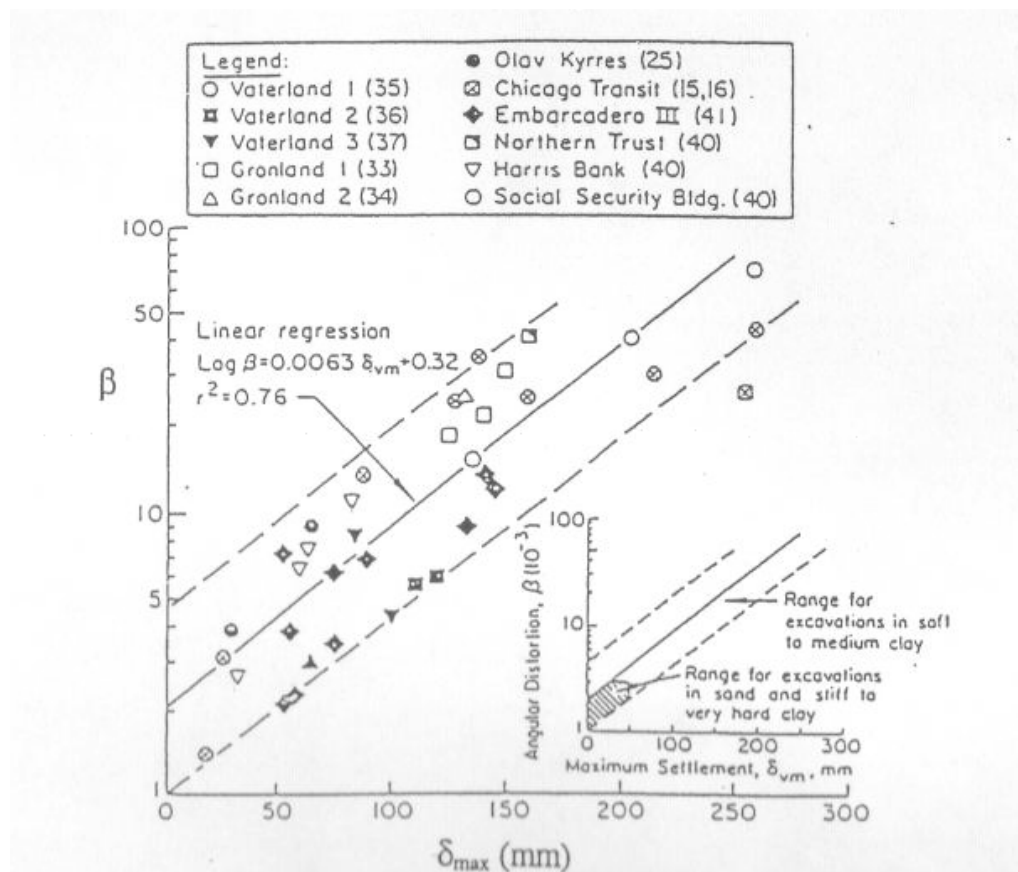


Figura 27. Massima distorsione angolare in funzione del cedimento massimo per paratie in argille da tenere a medie (Clough e O'Rourke, 1990)

Russo e Viggiani (1997) mostrano l'andamento dei cedimenti sia rispetto al tempo sia rispetto alla distanza dallo scavo. Si può osservare (come fatto anche da altri autori) che il massimo cedimento si trova ad una certa distanza dallo scavo, ciò a causa dell'attrito tra terreno e struttura.

Wang et al (2005) mostrano come i diagrammi individuati da Peck nel 1969 non siano più adatti a descrivere i cedimenti che si hanno nelle strutture odierne.

Molti degli scavi più moderni ricadono comunque nella zona 1 del diagramma di Peck anche se si tratta di argille molto soffici. Evidentemente ciò è dovuto all'evoluzione di moderne tecniche di scavo (fig. 28), come ad esempio l'uso di paratie più rigide, puntoni precompressi, uno scavo veloce e l'accuratezza nell'esecuzione dei lavori e nella scelta della sequenza costruttiva.

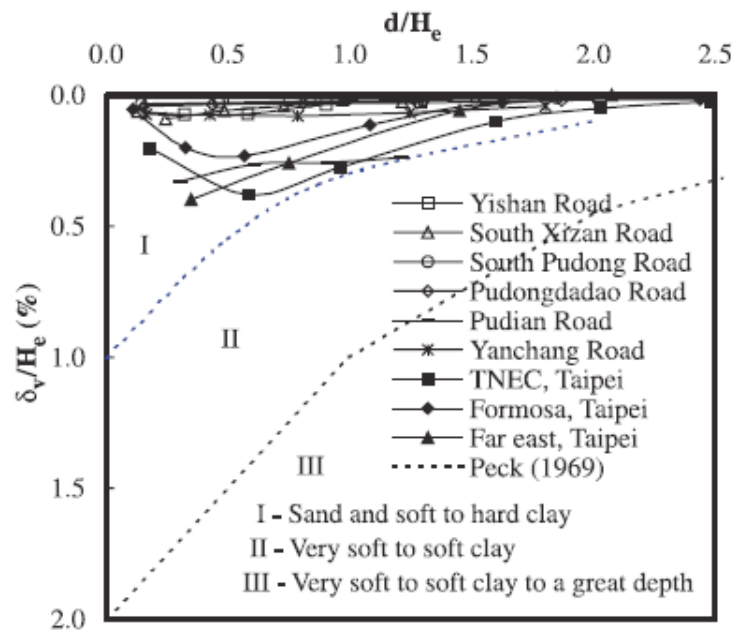


Figura 28. Relazione tra cedimenti e distanza dalla paratia normalizzati rispetto l'altezza di ritenuta (Wang et al., 2005)

In seguito propongono un involucro per i cedimenti e lo comparano a quelli proposti da altri autori (fig. 29).

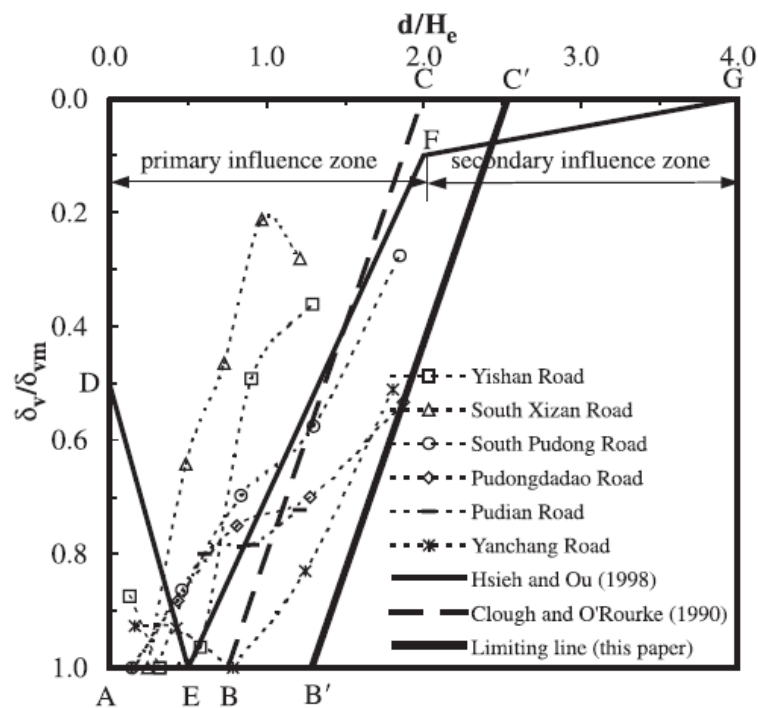


Figura 29. Relazione tra cedimenti relativi e distanza normalizzata dalla parete (Wang et al., 2005)

Ou et al. (2000) mostrano come varia il profilo di subsidenza col tempo (al procedere delle fasi esecutive dell'opera) (fig. 30) e come varia il profilo di subsidenza al variare dalla distanza dall'angolo dello scavo (fig. 31). Lo scavo, in terreni composti prevalentemente da argille poco consistenti, ha profondità massima di circa 20 m ed è costruito top-down con distanza massima tra i vari livelli di irrigidimento di circa 5 m.

In particolare si nota che i cedimenti aumentano con la distanza dall'angolo, a dimostrazione del fatto che esistono effetti tridimensionali complessi che riducono gli spostamenti in prossimità dell'angolo.

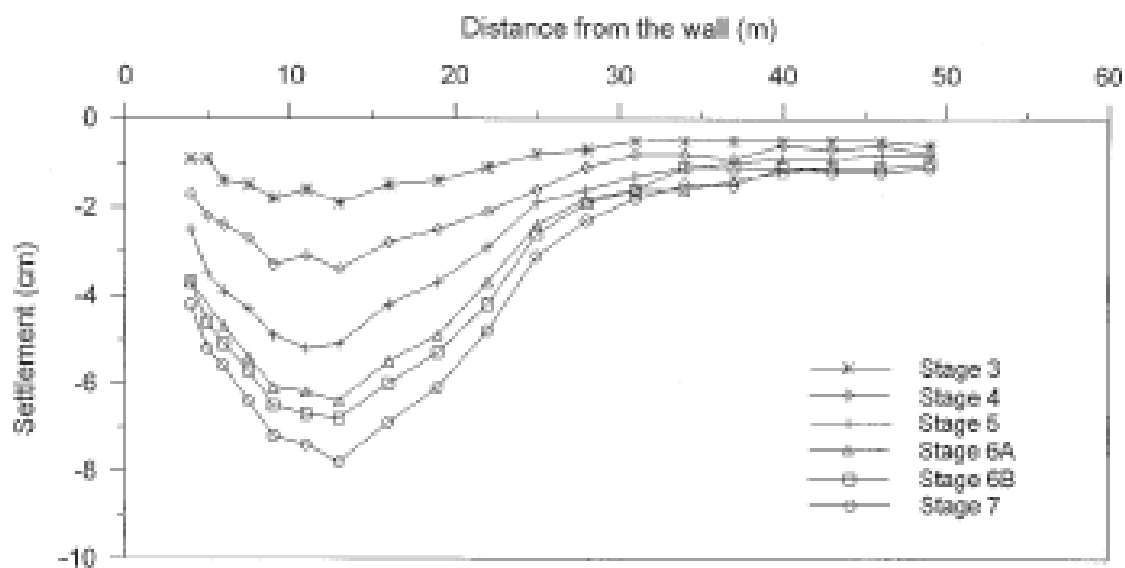


Figura 30. Profilo di subsidenza del piano campagna ad una sezione a 30 m ad ovest dell'angolo a sud-est (Ou et al., 2000)

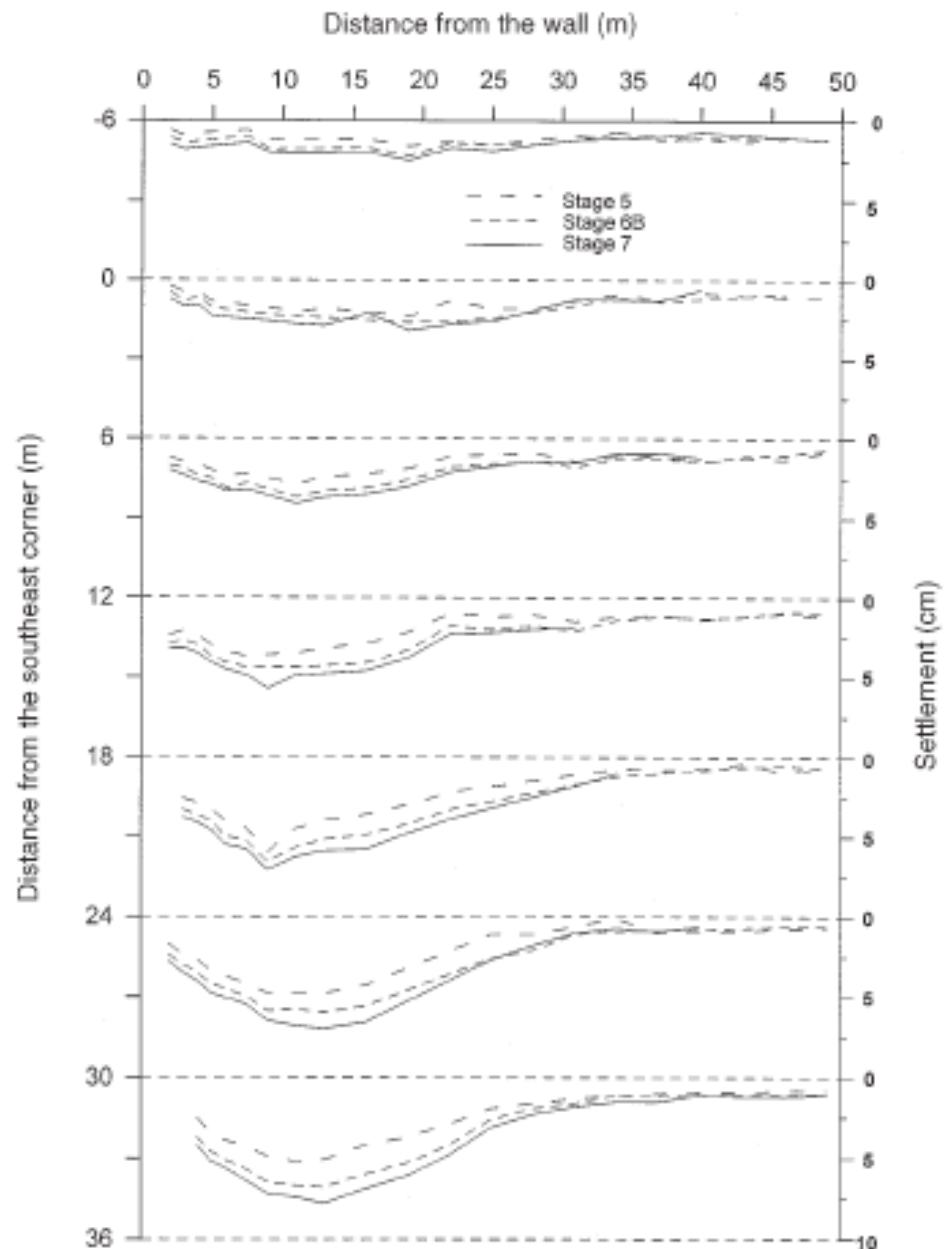


Figura 31. Profili di subsidenza del piano campagna a varie distanze dall'angolo agli ultimi tre stadi dello scavo (Ou et al., 2000)

In fig. 32 gli autori mostrano l'andamento dei cedimenti al piano campagna tramite curve di isocedimenti. Si può quindi osservare l'effetto di irrigidimento dell'angolo, in corrispondenza del quale si hanno i cedimenti minori; si osserva che ad una distanza di circa 30 m dall'angolo il sistema può essere considerato in condizioni di deformazioni piane.

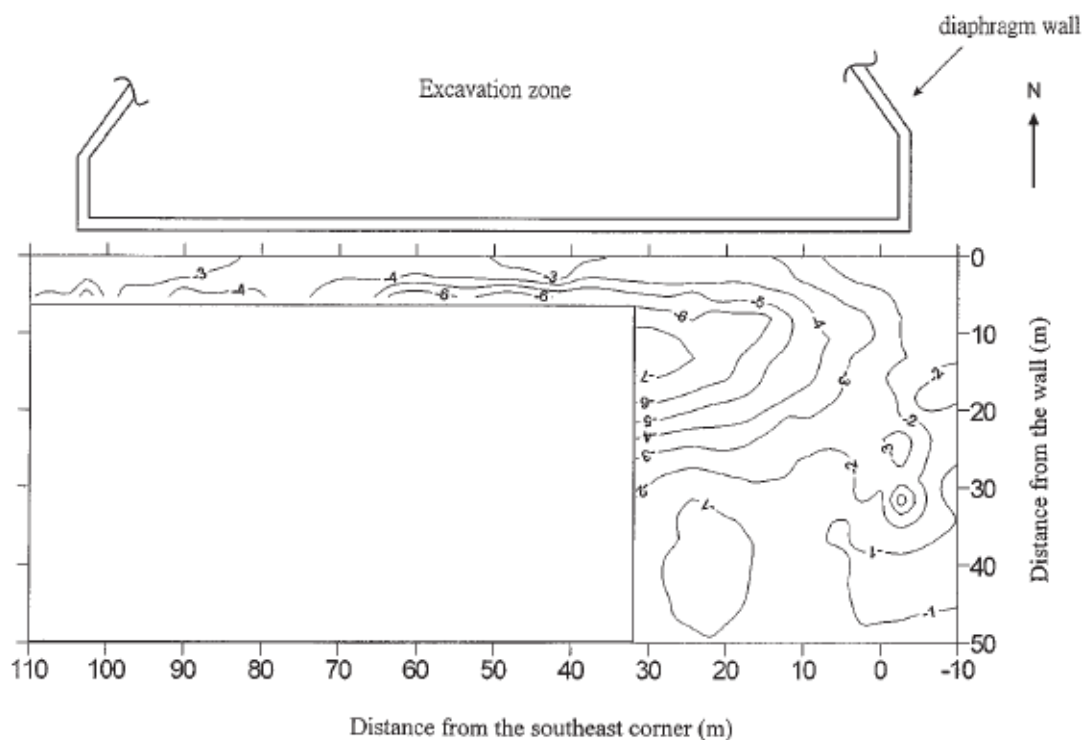


Figura 32. Curve di isocedimenti (in centimetri) alla fase finale di scavo (Ou et al., 2000)

Gli spostamenti orizzontali sono stati ricavati tramite una serie di inclinometri posti nel terreno retrostante lo scavo lungo una direzione ortogonale allo stesso, in posizione sud-est, posti a circa 21 m dall'angolo.

Come si osserva in figura 33 gli inclinometri più lontani mostrano una deformata di tipo a mensola, mentre quelli più vicini, se nelle prime fasi la mostrano, nelle ultime mostrano uno spanciamento in profondità.

Si osservano inoltre gli spostamenti orizzontali. L'inclinometro posto nella parete mostra un leggero spostamento verso est, allontanandosi dal muro gli spostamenti tendono ad andare verso ovest, diventando via via maggiori, superata una certa distanza tendono nuovamente a decrescere, ciò può essere spiegato attraverso l'attrito con la parete degli inclinometri vicini, mentre per quelli più lontani va via via diminuendo il sentirsi dello scavo, analogamente a quanto accade per i cedimenti.

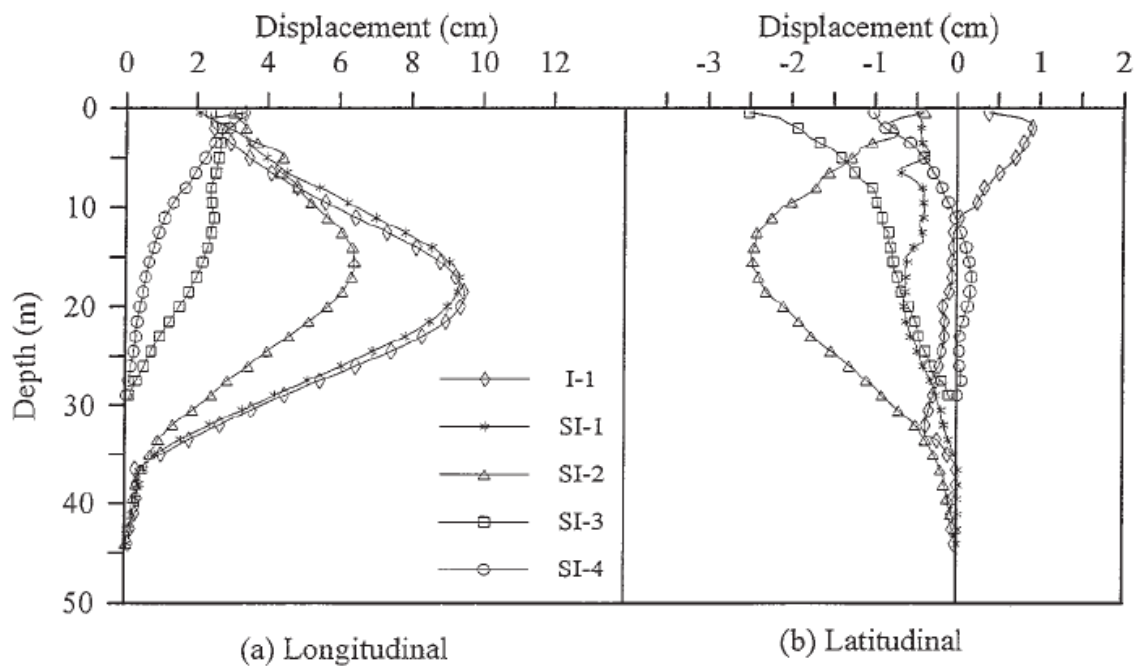


Figura 33. Deformata longitudinale e latitudinale dei tubi inclinometrici (Ou et al., 2000)

Finno e Roboski (2005) riportano il monitoraggio di uno scavo profondo circa 13 m, in un terreno con stratificazioni in sabbia e in argilla, sorretto da una palancolata con tre livelli di ancoraggio.

In fig. 33 sono mostrate le deformate di un tubo inclinometrico per ogni lato della struttura, ottenute da inclinometri posti a piccola distanza dalle pareti.

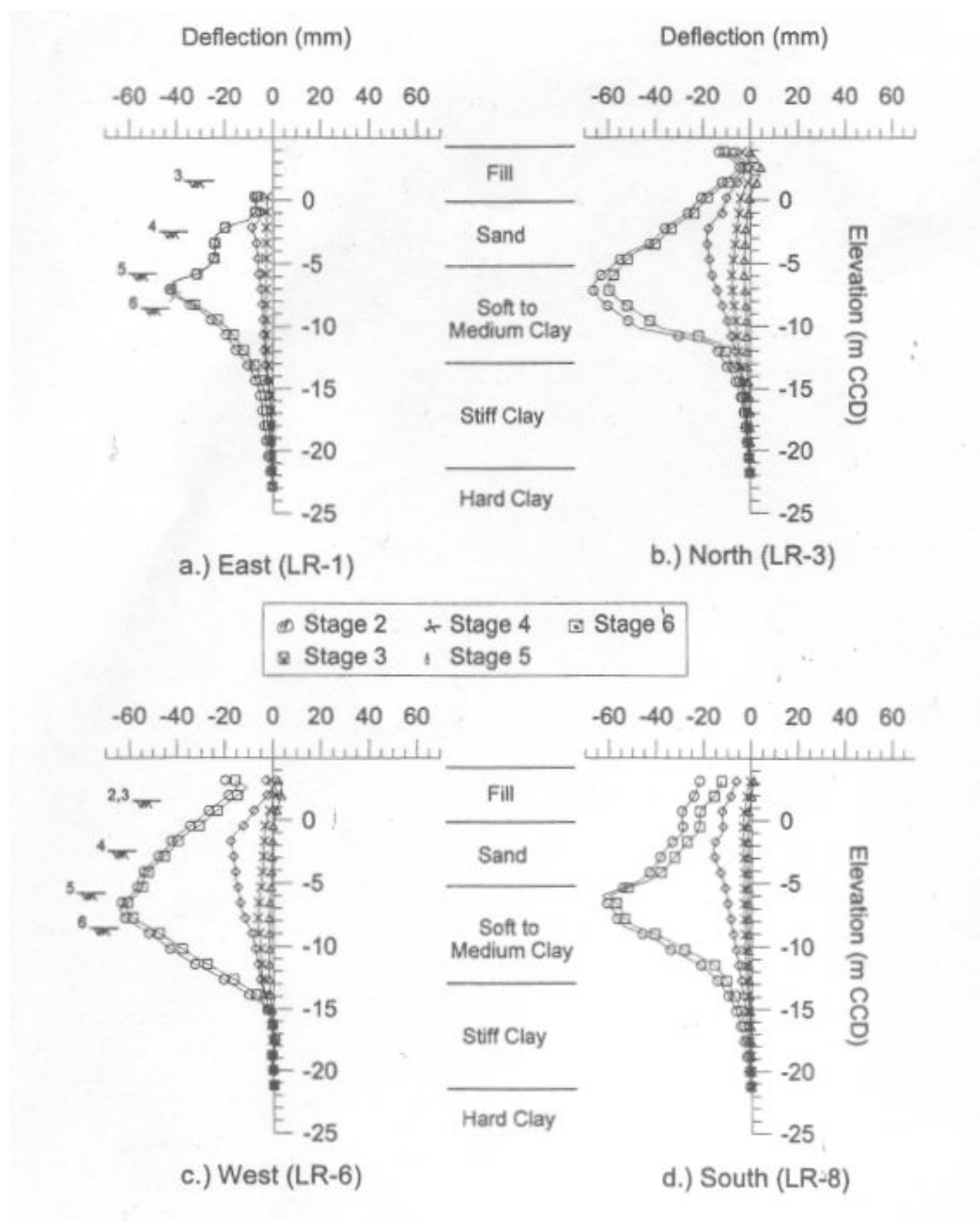


Figura 34. Movimenti laterali del terreno adiacente alle paratie (Finno e Roboski, 2005)

Si può osservare che il maggior spostamento incrementale si ha in seguito della fase 5, ciò era da aspettarsi in quanto la fase 5 è quella alla quale corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo, come si può notare dalla fig. 35. È da osservare come la fase alla quale corrisponde la condizione di minor sicurezza (fase 5) non corrisponde a quella in cui si ha la massima profondità di scavo (fase 6).

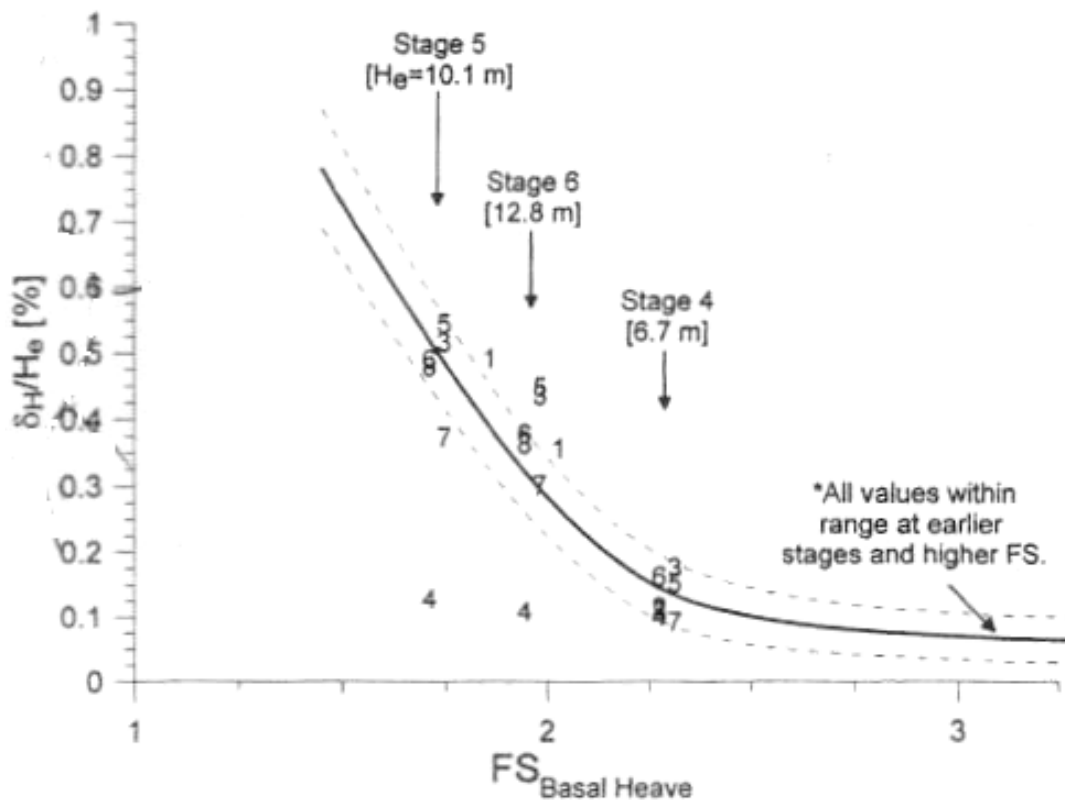


Figura 35. Spostamenti laterali incrementali in funzione del coefficiente di sicurezza verso il sollevamento dello scavo (Finno e Roboski, 2005)

Osservazioni simili a quelle fatte da Ou et al. (2000) sull'effetto dell'angolo sui cedimenti vengono fatte da Finno e Roboski (2005) (fig. 36), i quali in un grafico qui non riportato mostrano anche l'evoluzione nel tempo delle curve di isocedimento; tali valori sono stati ottenuti tramite una fitta rete di punti per misure topografiche.

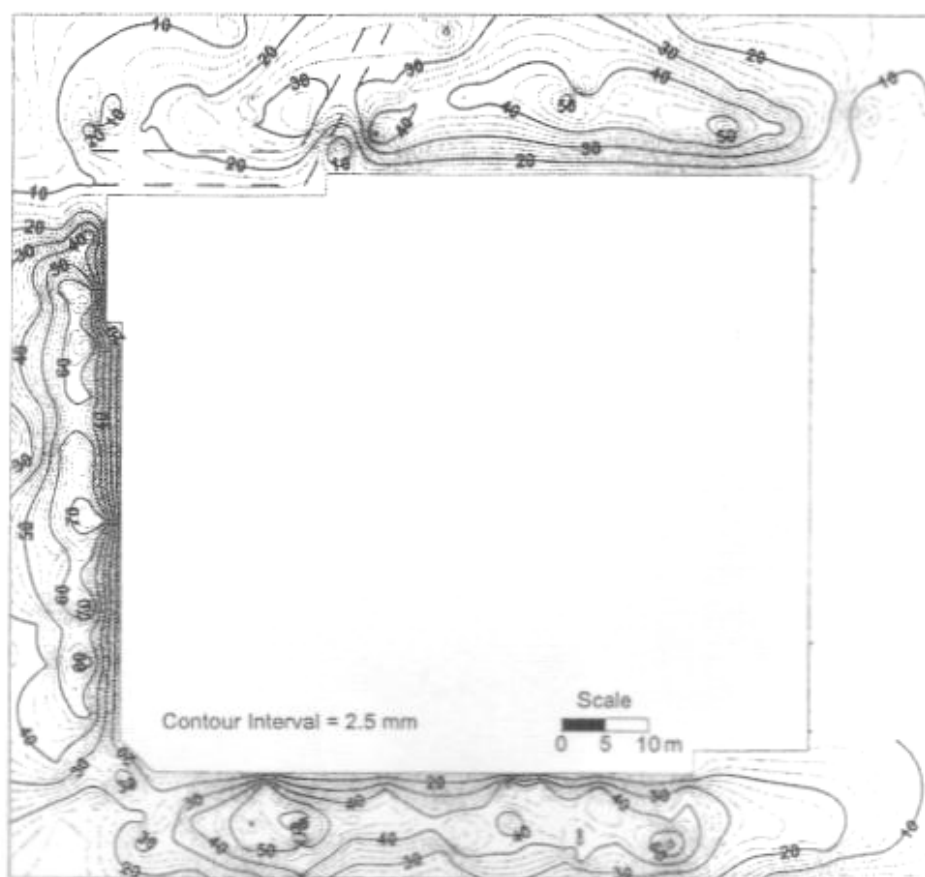


Figura 36. Cedimenti del terreno in millimetri (Finno e Roboski, 2005)

Nella figura 36 si può notare come la presenza di un tunnel pedonale fondato su pali (nella zona a nord-ovest dello scavo, tratteggiato in figura) riduca i cedimenti in sua corrispondenza.

In fig. 37 si può osservare innanzitutto la variazione degli spostamenti orizzontali al variare della distanza dagli angoli. Gli autori, inoltre, evidenziano l'esistenza di una zona, abbastanza distante dagli angoli, per la quale l'effetto arco non è più influente e per la quale si hanno quindi cedimenti grossomodo costanti (a parità di distanza dalla parete). Tale zona è quindi una zona per la quale può essere considerata valida l'ipotesi di deformazione piane che spesso viene fatta per modellare il terreno, mentre per il resto del terreno tale ipotesi può essere considerata troppo grossolana.

Gli autori osservano inoltre come l'effetto irrigidente dell'angolo si evidenzia all'aumentare della profondità di scavo; risultando in una diminuzione della zona di cedimenti costanti all'aumentare dell'altezza di scavo. In realtà, osservando la dispersione dei punti da loro proposti (fig. 37), quanto appena detto non sembra essere molto chiaro.

Basandosi su dati di campo, Lee et al. (1998) suggeriscono che l'effetto angolo dipenda principalmente dal rapporto tra lunghezza e profondità dello scavo, la profondità di uno strato rigido e la rigidità del sistema di supporto.

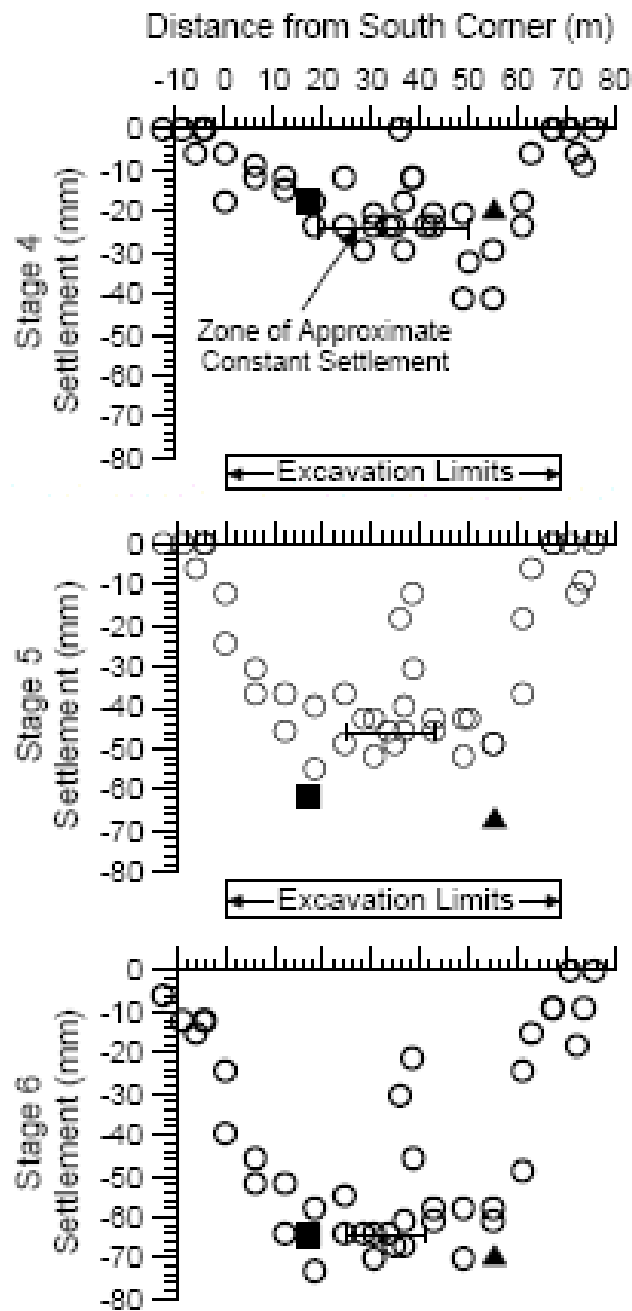


Figura 37. Variazione dei cedimenti lungo la paratia ovest (Finno e Roboski, 2005).

Uno studio simile viene fatto per gli spostamenti orizzontali, ottenuti tramite una fitta rete di punti indagati per via ottica e tramite misure inclinometriche, in fig. 38 vengono rappresentati come curve isospostamenti; in figura 39 vengono riportati gli spostamenti orizzontali misurati dagli inclinometri.

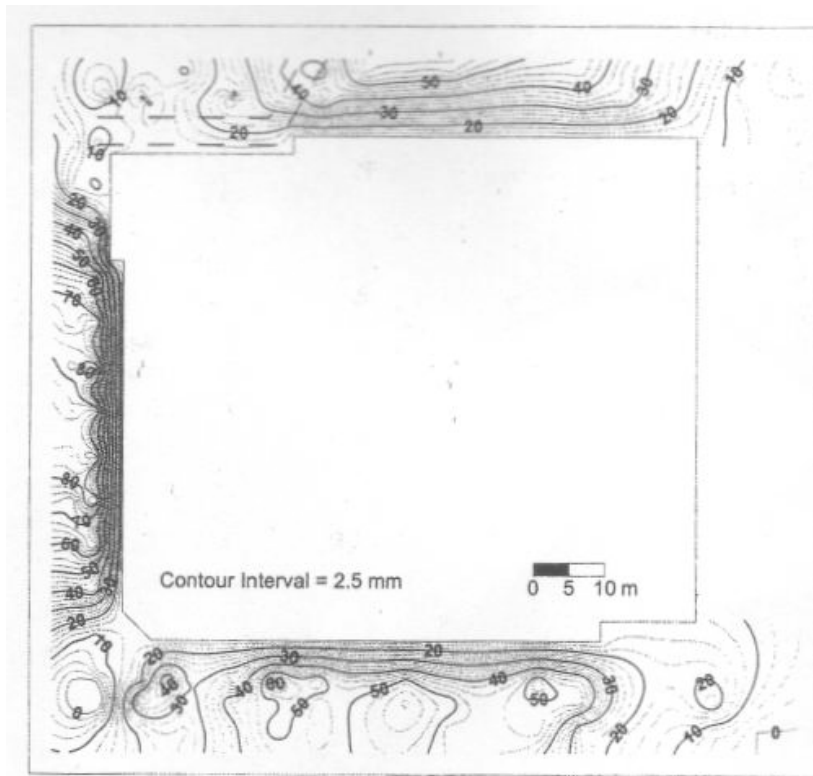


Figura 38. Spostamenti laterali del terreno in millimetri (Finno e Roboski, 2005)

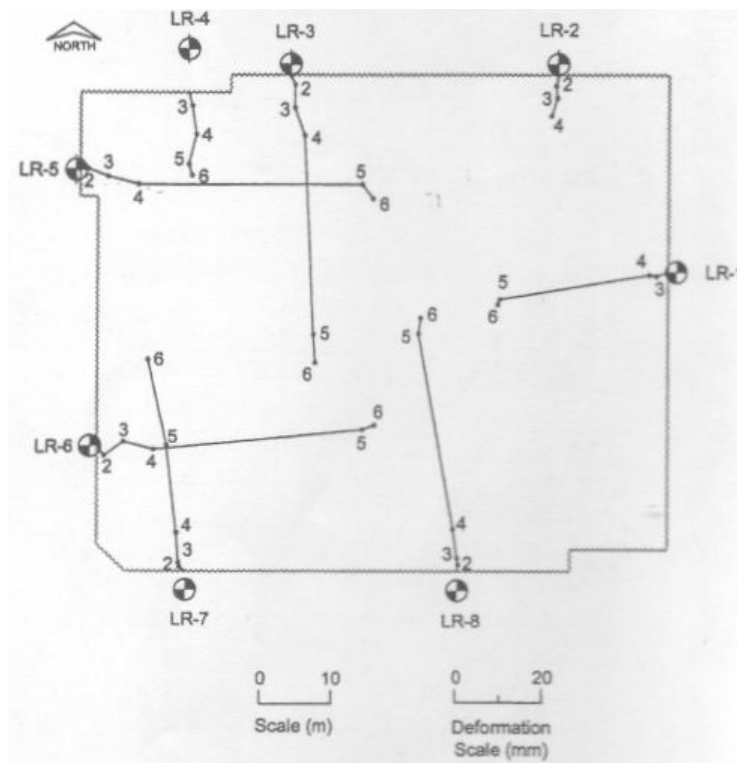


Figura 39. Spostamenti laterali del terreno attorno lo scavo misurati tramite misure inclinometriche (Finno e Roboski, 2005)

Vengono infine riportati i valori delle massime distorsioni in direzione sia ortogonale sia parallela ai vari lati dello scavo (fig. 40).

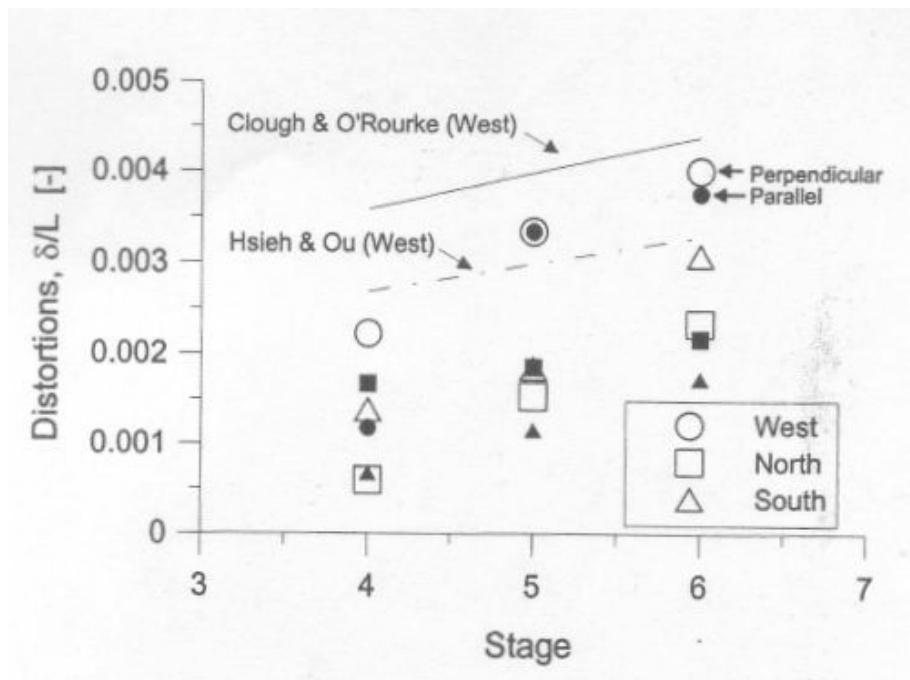


Figura 40. Distorsione massima alle spalle di ciascuna parete (Finno e Roboski, 2005)

Un tale livello di distorsione non ha dato problemi, ma avrebbe potuto darli se ci fossero state vicino delle strutture sensibili.

È inoltre da osservare che l'entità delle distorsioni è simile nelle due direzioni, quindi si deve prestare attenzione non solo alla direzione ortogonale allo scavo (come si fa usualmente), ma anche a quella parallela.

Ou et al. (2000 b) utilizzano misure inclinometriche ed estensimetriche per calcolare il movimento tridimensionale di un punto nel terreno alle spalle dello scavo descritto in precedenza (Ou et al. 2000). Tali spostamenti possono successivamente essere utilizzati per calcolare gli incrementi di deformazione orizzontale, verticale e di taglio, secondo la procedura indicata in figura 41.

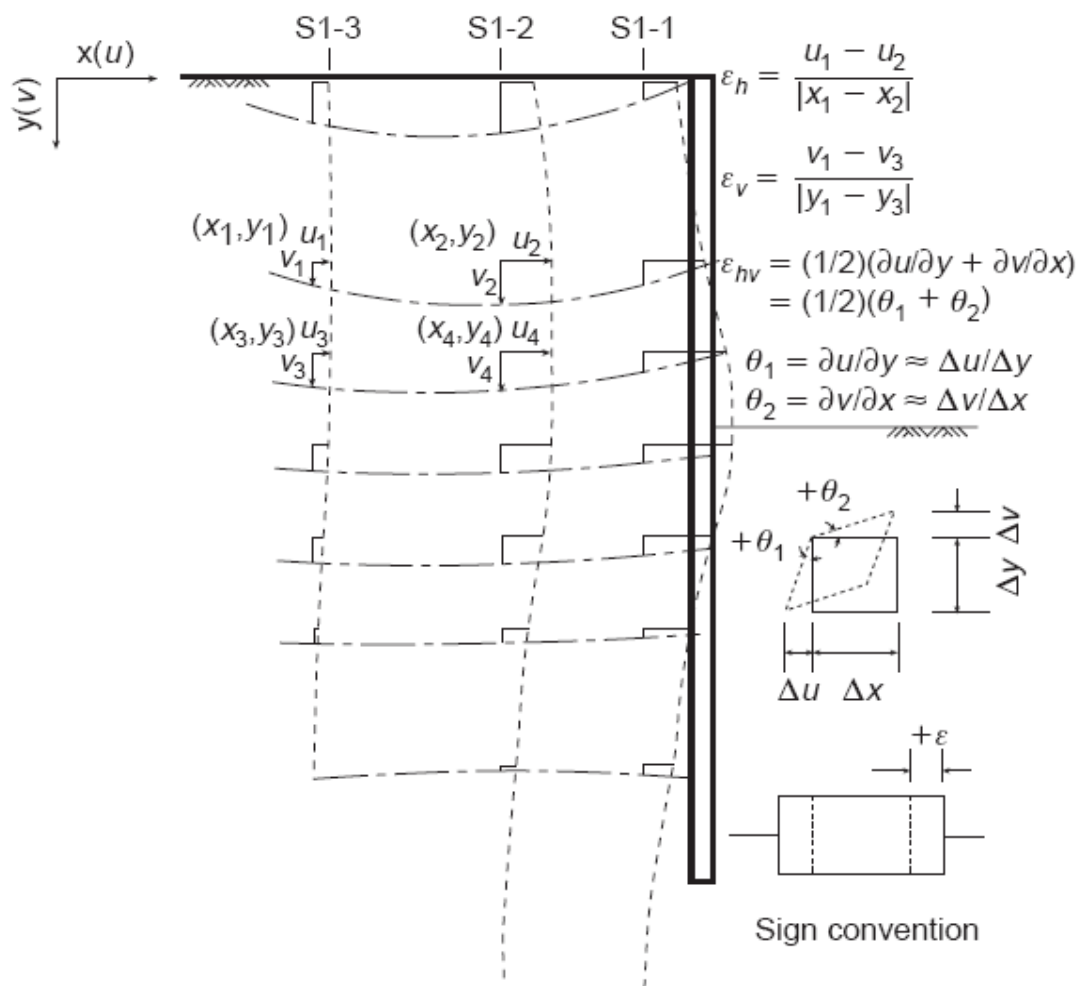


Figura 41. Procedura per calcolare gli incrementi di deformazione orizzontale, verticale e di taglio (Ou et al., 2000b)

Gli autori determinano quindi le curve di isodeformazione tramite metodi di estrapolazione ed interpolazione, utilizzando come condizioni i punti per i quali si hanno misure ed assumendo che ad una distanza di 50 m (orizzontali e verticali) gli effetti dello scavo non siano più risentiti.

Mostrano quindi i risultati così ottenuti per le varie fasi di scavo (fig. 42).

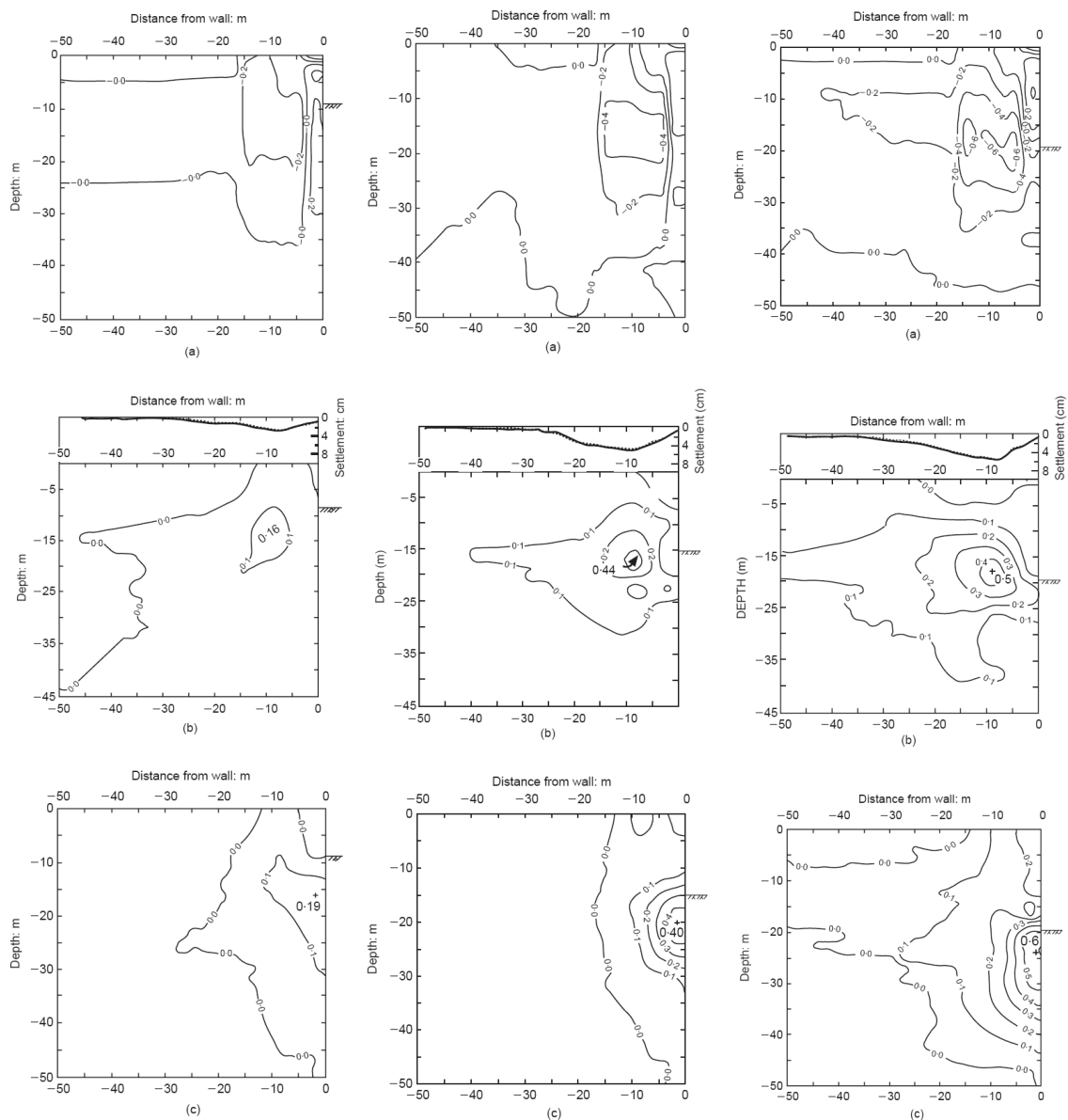


Figura 42. Curve a costante deformazione (a: verticale; b: orizzontale; c: di taglio) al crescere della profondità di scavo (Ou et al., 2000b)

Gli autori osservano innanzitutto come la deformazione orizzontale cresce al crescere dello scavo.

La maggior parte del terreno alle spalle dello scavo è stata soggetta ad espansione orizzontale, eccezion fatta per il terreno immediatamente retrostante la parete ad una piccola profondità.

La deformazione verticale cresce al crescere dello scavo, il centro di massima deformazione si trova ad una distanza di circa 10 m dallo scavo ed ad una profondità circa pari a quella dello scavo.

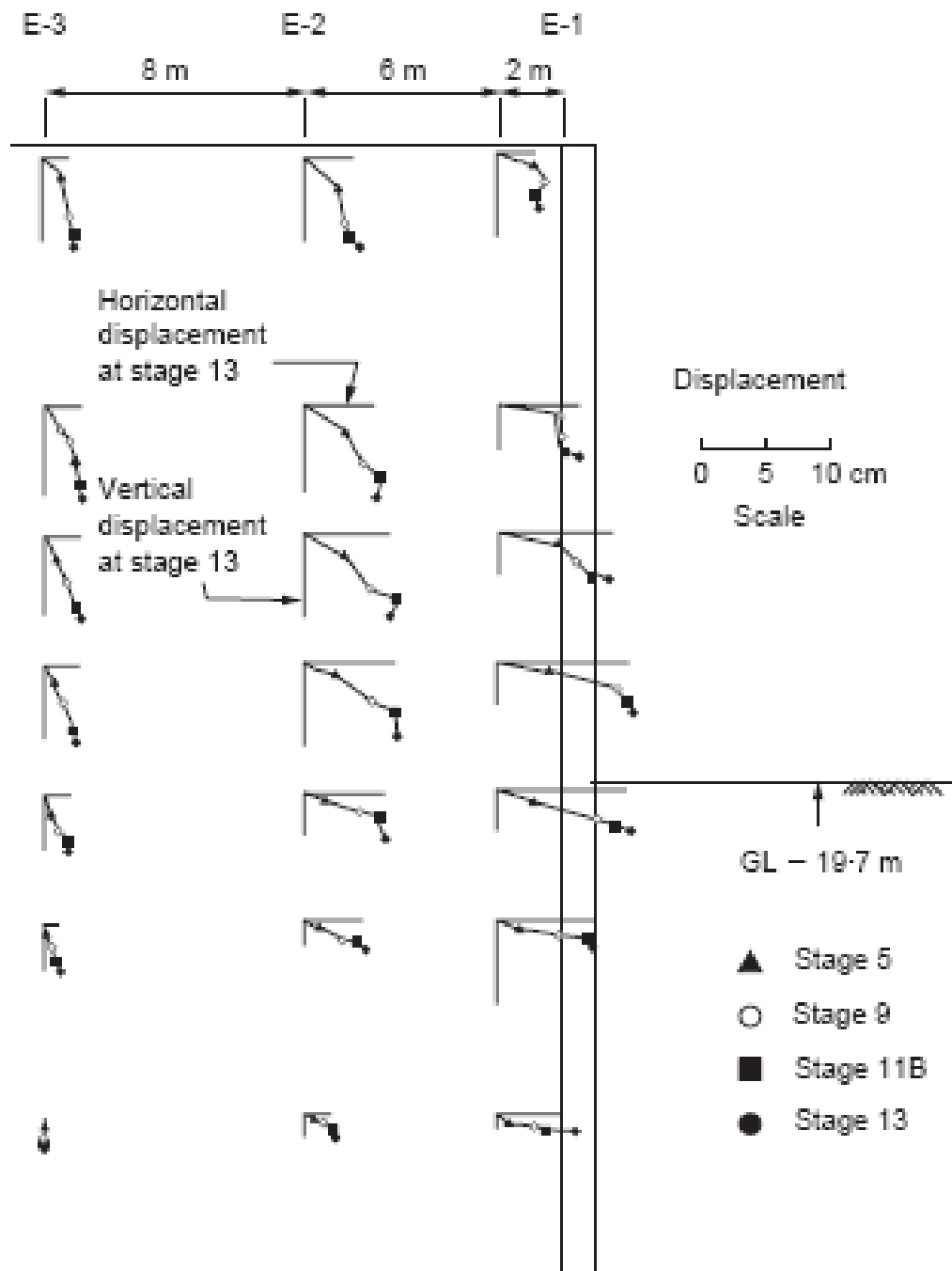


Figura 44. Vettori degli spostamenti del terreno (Ou et al., 2000b)

Vengono quindi dedotti i percorsi deformativi del terreno (fig. 45).

Si può sempre notare, per i punti più vicini alla parete, all'approfondirsi dello scavo, una riduzione di volume e un aumento di distorsione. Queste variazioni di volume, per terreni a grana fine saturi possono essere attribuite a fenomeni di *creep* o di consolidazione.

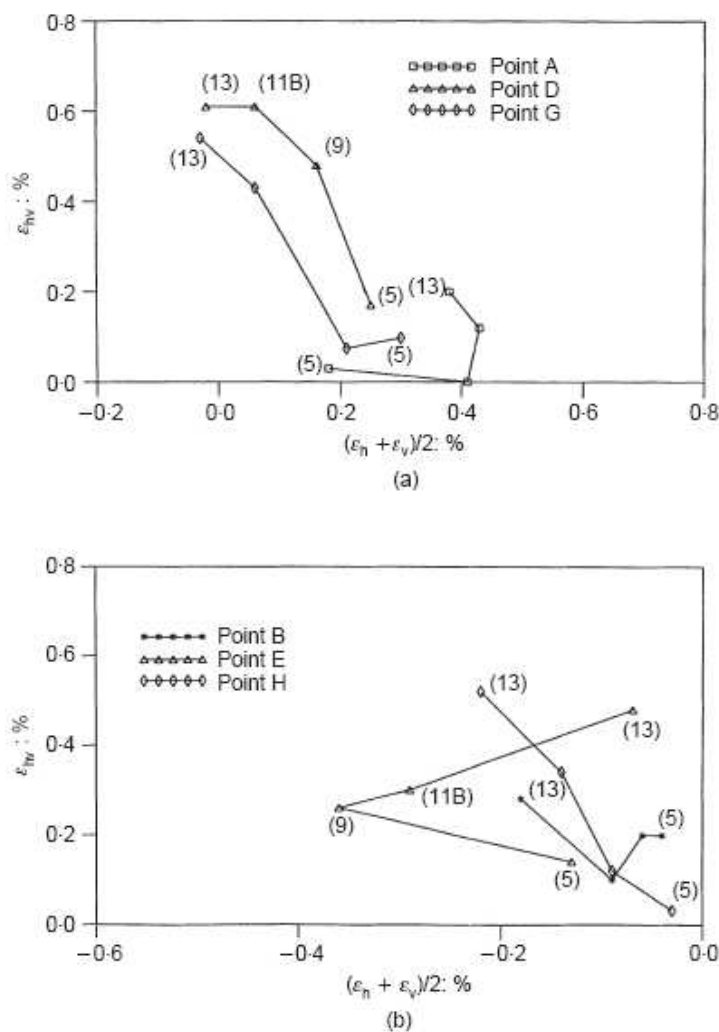


Figura 45. Percorsi deformativi del terreno (Ou et al., 2000b)

Effetti sulle strutture circostanti

Conoscere i movimenti del terreno a tergo di uno scavo è importante perché essi possono arrecare danni alle strutture circostanti.

Sarebbe quindi necessario il monitoraggio di tali strutture e sarebbe necessario acquisire informazioni relative a: cedimenti, rotazione, apertura di fratture.

Per quanto riguarda cedimenti e rotazioni il monitoraggio può essere eseguito tramite misure topografiche e per mezzo di tiltmetri. Il rilievo di nuove fratture può essere effettuato tramite osservazione diretta, il monitoraggio di fratture esistenti può essere effettuato tramite estensimetri.

Ou et al. (2000b) monitorano l'inclinazione di edifici adiacenti lo scavo tramite tiltmetri installati sui tetti degli edifici. In particolare un primo edificio mostra un'iniziale inclinazione verso l'interno dello scavo, a causa di una cattiva esecuzione del *jet-grouting* (atto a

migliorare il terreno alla base dell'edificio), in seguito, a causa dello scavo, l'edificio tende ad inclinarsi nel verso opposto, ciò si spiega col fatto che si trova molto vicino allo scavo, ad una distanza inferiore a quella a cui si avrebbe avuto il massimo cedimento.

Un secondo edificio, non influenzato dall'esecuzione del jet-grouting, tende ad inclinarsi verso lo scavo, ciò si spiega col fatto che si trova più distante dallo scavo, ad una distanza superiore a quella a cui si avrebbe avuto il massimo cedimento (fig. 46)

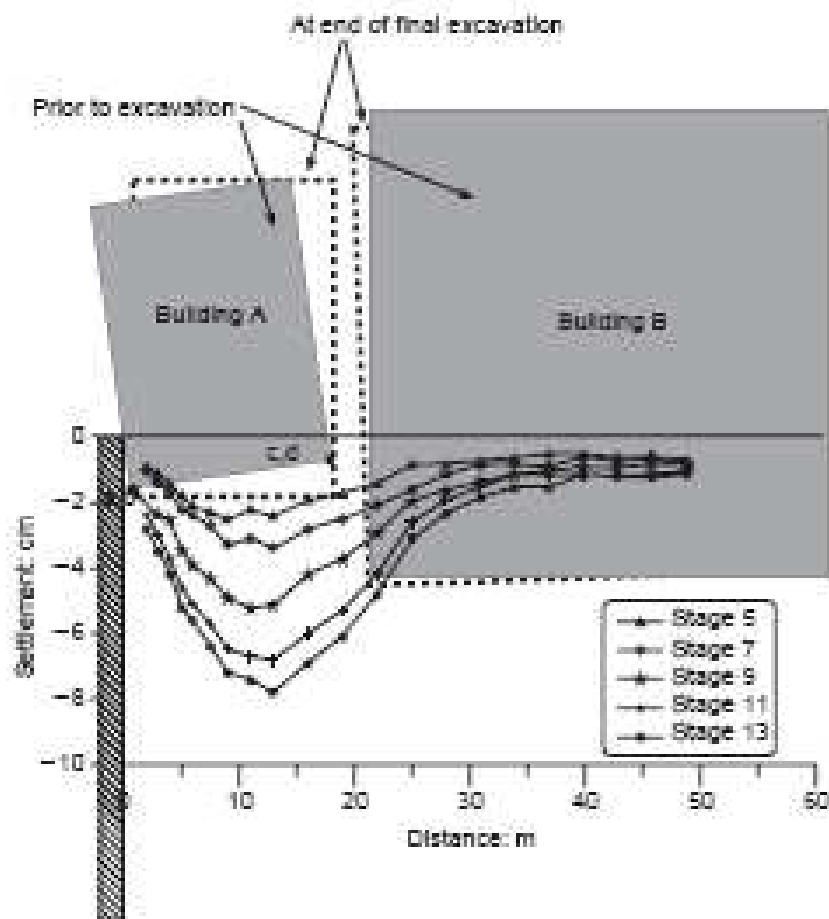


Figura 46. Risposta di edifici associata al profilo di subsidenza (Ou et al., 2000b)

Lo scavo presentato precedentemente (Finno e Roboski 2005) era stato già studiato da Finno e Bryson (2002). In questo articolo gli autori pongono maggiormente l'attenzione sugli effetti degli scavi sulle strutture adiacenti essendo presente a poco più di 1 m dallo scavo una scuola di 3 piani. In particolare hanno monitorato tale scuola tramite l'utilizzo di tiltmetri (installati al piano terra per osservare l'inclinazione della fondazione) ed il controllo della formazione di fratture.

L'instaurarsi di fratture viene osservato già nelle prime fasi di scavo. Tali fratture si individuano inizialmente ai piani superiori, ma con il procedere dello scavo si osserva la formazione di fratture anche al piano terra.

Il profilo dei cedimenti dell'edificio mostra una zona concava più vicino allo scavo ed una convessa a distanza maggiore.

Gli autori osservano, come già altri, che le fratture si formano nella zona convessa ad un più basso grado di distorsione.

In figura 47 sono rappresentate le piante dei tre piani, sulle quali sono evidenziate le zone in cui si è notato il formarsi di fratture, inoltre è evidenziata la zona in cui si ha una deformata di tipo concava.

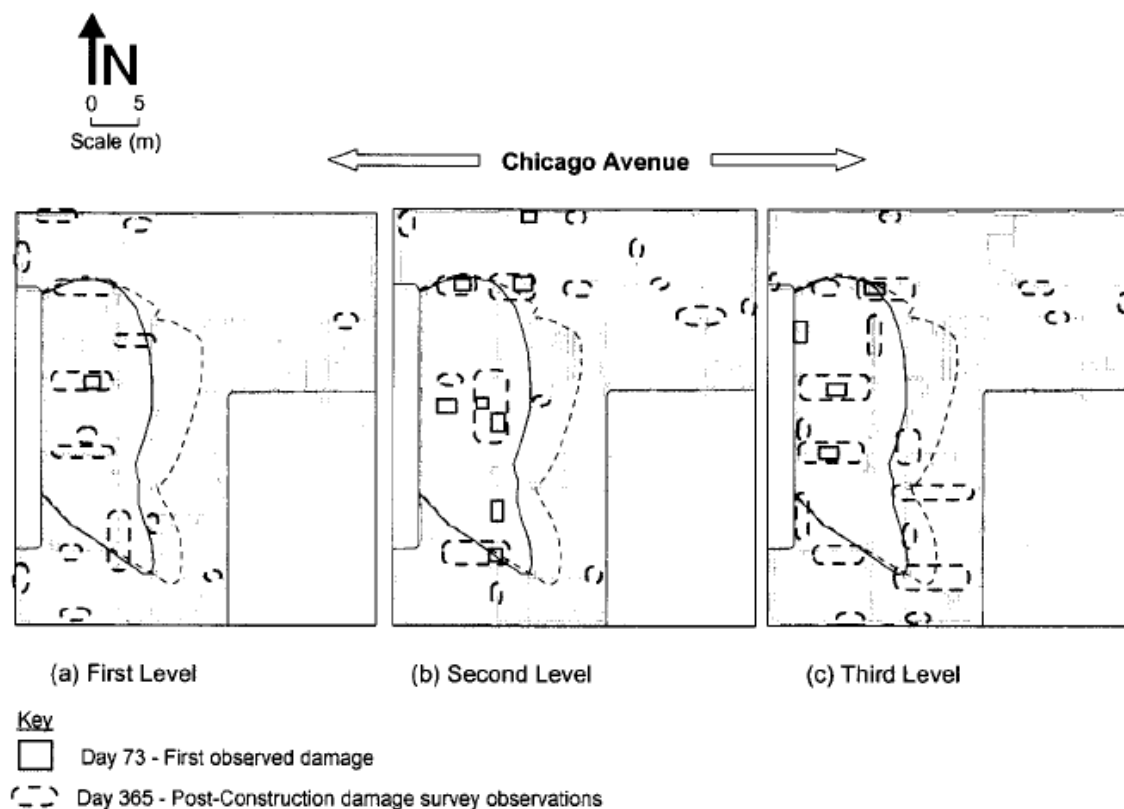


Figura 47. Posizione delle fratture (Finno e Bryson, 2002)

Per definire i valori del cedimento ammissibile per le strutture presenti in superficie, bisogna tenere presente che un cedimento uniforme in sé non è in grado di causare un danno alla struttura e, pertanto, non può essere considerato da solo un indice del potenziale danneggiamento di una struttura.

Skempton e MacDonald (1956), basandosi su evidenze sperimentali raccolte, suggerirono che il valore della distorsione angolare β potesse essere preso come indice per valutare il potenziale danno di un manufatto ed osservarono che per $\beta < 1/300$ non si erano verificati in nessun caso da loro raccolto apprezzabili fessurazioni nelle murature portanti o di tompagnatura; per danni alle strutture portanti in c.a., invece, occorreva che β raggiungesse il valore di $1/150$.

Tali limiti sono, almeno come ordine di grandezza, in accordo anche con le indicazioni di Polshin e Tokar (1957), che hanno indicato il valore $\beta = 1/500$ per strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponature e un valore $\beta = 1/200$ per telai aperti.

Burland et al. (1977) hanno elaborato la classificazione dei danni visibili riportata in tabella 1.

Tabella 1. Classificazione del danno e sua descrizione (Burland et al. 1977)

Classificazione del danno	Descrizione dei danni tipici ¹ . Le possibilità di riparazione sono riportate in corsivo	Apertura delle fessure ² (mm)
	Fessure capillari di apertura $< 0,1$ mm sono classificate come trascurabili	
Molto lieve	<i>Sottili fessure che possono essere riparate in normali interventi di manutenzione e pitturazione. Possibili modeste fessure isolate. I muri esterni di mattoni a vista presentano fessure rilevabili con esame attento.</i>	1
Lieve	<i>Le fessure possono essere facilmente sigillate; di norma è necessario il ripristino degli intonaci o almeno delle pitture. Presenti numerose modeste fessure all'interno; alcune sono visibili anche dall'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con difficoltà.</i>	5
Moderato	<i>Le fessure richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di un muratore; all'esterno può essere necessario il rifacimento di piccole quantità di muratura. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Porte e finestre si bloccano; le tubazioni dei servizi possono rompersi; l'impermeabilità non è assicurata.</i>	5 + 15 ovvero numerosa fessure ≤ 3
Intenso	<i>Necessari importanti lavori di riparazione con rimozione e sostituzione di zone di muratura, specialmente al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre sono distorti; i pavimenti inclinati visibilmente; i muri fuori piombo o spancati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni dei servizi distrutte.</i>	15 + 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure
Molto intenso	<i>Richiesti importanti lavori di riparazione con demolizione e ricostruzione parziale o totale dell'edificio. Le travi perdono appoggio; i muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntelli. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.</i>	in genere > 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure

Boscardin e Cording (1989) hanno messo a punto un criterio basato su differenti livelli di deformazione. Gli autori hanno analizzato diciassette casi relativi a danni su manufatti, causati da problemi di subsidenza. Sono stati analizzati diversi tipi di edifici ed è stato mostrato che alle diverse categorie di danno descritte nella Tabella 1 può essere associato un valore di ε_{lim} (deformazione di trazione limite), tali valori sono riportati nella tabella 2. L'importanza di tale tabella sta nel fatto che fornisce la relazione tra le deformazioni stimate sugli edifici analizzati e la possibile severità del danno.

Tabella 2. Relazione tra le deformazioni stimate sugli edifici analizzati e la possibile severità del danno (da Boscardin e Cording, 1989)

Categoria di danno	Severità del danno	ϵ_{lim} (%)
0	Trascurabile	0 – 0.05
1	Molto leggero	0.05 – 0.075
2	Leggero	0.075 – 0.15
3	Moderato	0.15 – 0.3
Da 4 a 5	Da grave a molto grave	>0.3

Nel diagramma in figura 48 Boscardin e Cording correlano la severità del danno alla distorsione angolare ed alla deformazione orizzontale.

Nel diagramma in figura 49 Burland (1987) mette in relazione la severità del danno con la distorsione (Δ/L) e la deformazione orizzontale.

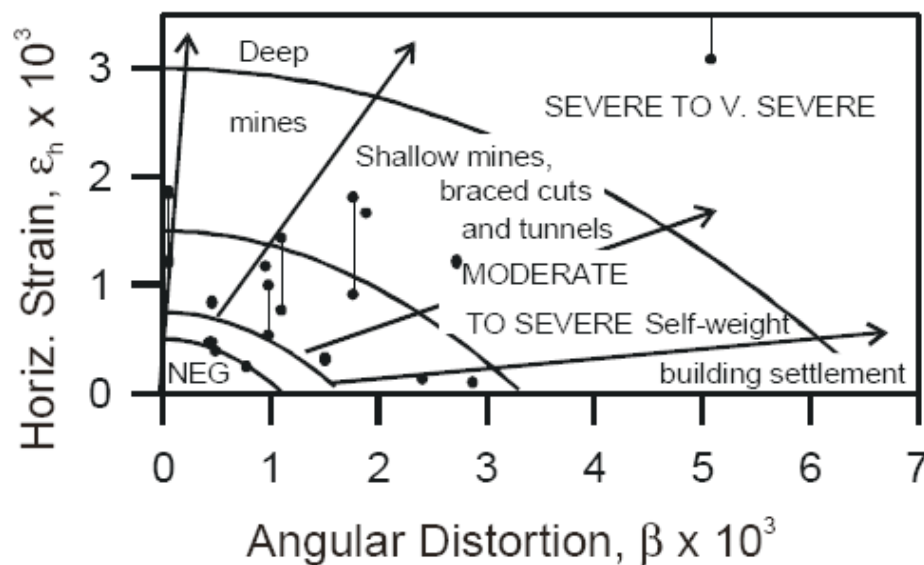


Figura 48. Relazione tra distorsione angolare, deformazione orizzontale e categoria di danno (da Boscardin e Cording, 1989)

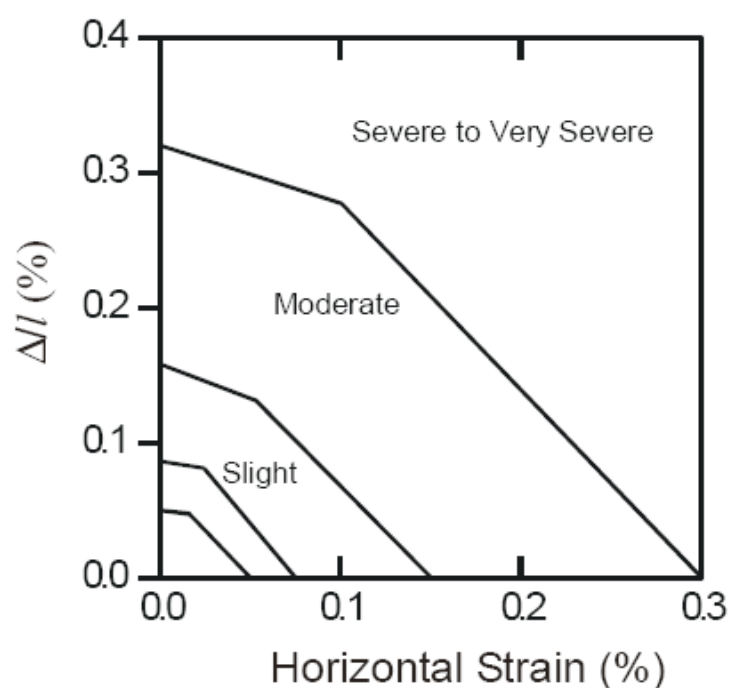


Figura 49. Relazione tra distorsione (Δ/L), deformazione orizzontale e categoria di danno (Burland 1997)

Burland e Wroth hanno mostrato che una deformata di tipo convesso come quella mostrata in figura 51, con l'asse neutro posto all'intradosso della trave, causa maggiori danni rispetto al caso di una deformata concava (figura 50).

Per valori di $L/H < 1,5$ le fratture sono prevalentemente dovute al taglio, per $L/H > 1,5$ sono prevalentemente dovute al momento (figura 51).

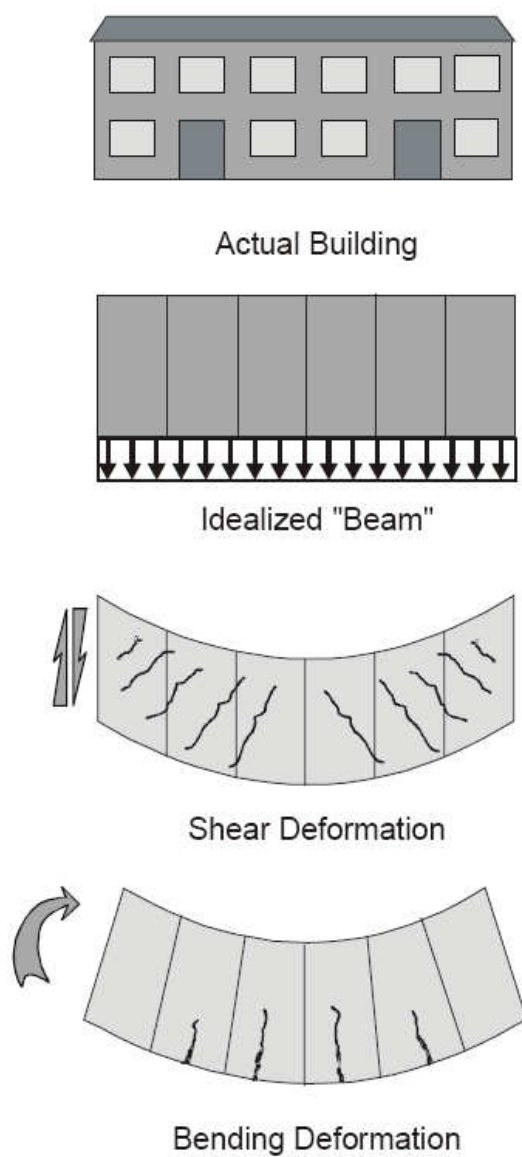


Figura 50. Tipologia di fratture per deformazioni di taglio e momento flettente (da Burland e Wroth 1974)

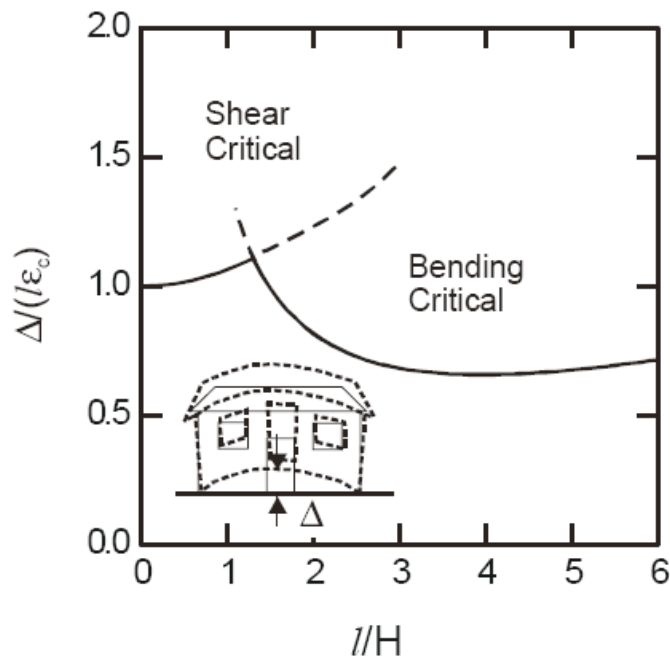


Figura 51. Relazione tra i valori di $(\Delta/L)/\epsilon_{lim}$ e L/H per travi rettangolari sottoposte ad una deformata convessa, con l'asse neutro posizionato in corrispondenza dell'intradosso (da Burland e Wroth 1974)

2.3 Modellazione del problema

2.3.1 Generalità

I metodi utilizzabili per modellare uno scavo sono numerosi.

Si elencano quindi i più comuni, cominciando con metodi classici come quello dell'equilibrio limite (le cui fondamenta sono state date già due secoli e mezzo fa da Coulomb); esistono poi numerosi metodi empirici e semi-empirici; si finisce quindi con i metodi numerici: i metodi a molle (o della costante di sottofondo) ed i più moderni metodi numerici del continuo, quali metodi agli elementi finiti, alle differenze finite ed agli elementi di contorno.

La scelta del metodo da utilizzare dipende da vari fattori, quali la complessità dell'opera, la presenza nelle vicinanze di edifici sensibili preesistenti, il grado di progetto (preliminare, definitivo, esecutivo), la disponibilità di software che utilizzino metodi complessi ecc.

Molto importante per la scelta del metodo da utilizzare per modellare il sottosuolo è l'individuazione degli obiettivi dell'analisi.

Gli obiettivi principali dell'analisi generalmente sono:

- a) La valutazione delle condizioni di collasso
- b) La determinazione del comportamento in esercizio degli elementi strutturali (sollecitazioni e spostamenti)
- c) La determinazione degli spostamenti indotti nel terreno circostante in condizioni d'esercizio.

Per quanto riguarda l'obiettivo a) i più frequenti fenomeni di collasso sono:

- Stabilità delle pareti e degli eventuali sistemi di supporto
- Stabilità dello scavo nei confronti di fenomeni di sollevamento del fondo
- Sifonamento ai piedi dello scavo
- Stabilità globale dell'opera nei riguardi di potenziali superfici di rottura profonde, poste al disotto della parete

In questa sede, volendo studiare il comportamento delle opere di sostegno, non ci si soffermerà sugli ultimi due punti

I primi due punti possono essere affrontati con metodi dell'equilibrio limite o dell'analisi limite, senza dover ricorrere a metodi più complessi.

Per quel che riguarda l'obiettivo b) in genere si ricercano:

- Caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali
- Spostamenti della parete

Se si stanno trattando diaframmi multiancorati, il metodo dell'equilibrio limite non risulta più applicabile. Dovranno essere quindi utilizzati metodi più complessi (a molle o del continuo) o di derivazione empirica.

Se infine si vogliono gli spostamenti del terreno (obiettivo c), il metodo a molle non è più valido e bisogna ricorrere a metodi del continuo o di derivazione empirica.

I fattori che influenzano la risposta delle strutture di sostegno sono molteplici e spesso difficili da modellare, anche utilizzando metodi come quelli del continuo.

Si riporta in tab. 3 una sintesi di tali fattori (Pane V., Tamagnini C., 2004).

Tabella 3. Fattori che influenzano la risposta delle strutture di sostegno. (Pane V., Tamagnini C., 2004)

Geometria <ul style="list-style-type: none">• Morfologia• Dimensione dello scavo (volume significativo)• Geometria dello scavo (piano, simmetria radiale, 3D)• Profilo stratigrafico e regime pressioni interstiziali• Interfacce, discontinuità macrostruttura• Strutture di sostegno e vincoli
Condizioni di carico <ul style="list-style-type: none">• Carichi statici• Carichi dinamici
Comportamento meccanico dei materiali <ul style="list-style-type: none">• Strutture di sostegno• Vincoli• Elementi di rinforzo• Litotipi (K₀, storia tensionale, resistenza, deformabilità, viscosità, permeabilità, anisotropia)• Discontinuità e interfacce
Regime idraulico <ul style="list-style-type: none">• Assente• Stazionario• Transitorio
Effetti delle modalità costruttive <ul style="list-style-type: none">• Sequenza e geometria• Pretensione dei vincoli• Sovrascavo• Effetti della installazione• Abilità della manodopera

2.3.2 Metodi empirici

Negli ultimi anni si è assistito all'evoluzione di strumenti di misura sempre più affidabili, ma anche all'accrescimento dell'importanza che viene data al condurre per via sperimentale lo studio del comportamento di un'opera geotecnica.

Sempre più spesso quindi si ha il monitoraggio di opere e ciò ha portato ad un notevole aumento delle misure disponibili.

La disponibilità di nuovi dati sperimentali consente la definizione di correlazioni empiriche utilizzabili per uno studio preliminare del problema.

L'analisi empirica si basa su modelli molto semplificati che utilizzano un ridotto numero di parametri, tenendo conto solo di alcuni fattori, quindi l'obiettivo della previsione è in genere di portata ridotta.

È quindi evidente la ben minore generalità delle analisi empiriche rispetto ad altre analisi.

Detto questo sembrerebbe che le analisi empiriche non reggano il confronto con le moderne tecniche di analisi numerica. In realtà l'analisi empirica può ancora essere considerato un valido strumento di modellazione a causa della sua semplicità, a patto di una non eccessiva complessità dell'opera in progetto, e che il problema in esame sia simile a quelli che costituiscono la base dei dati del metodo utilizzato.

Peck (1969) fornisce profili di subsidenza in forma adimensionale (fig. 20), le curve proposte da Peck hanno la natura di inviluppi e costituiscono uno strumento previsionale poco selettivo.

Mana e Clough (1981) elaborano dati relativi ad argille tenere evidenziando il ruolo svolto da due parametri adimensionali: il coefficiente di sicurezza FS nei confronti del sollevamento del fondo e la rigidezza del sistema dei supporti:

$$RSS = \frac{EJ}{\gamma h_{avg}^4}$$

Dove h_{avg} è l'interasse medio in verticale dei vincoli.

Tale figura può essere utilizzata per la previsione di movimenti associati allo scavo in argille per strutture di sostegno flessibili, con valore di rigidezza relativa $S = \frac{EI}{\gamma_w h^4}$ che varia tra 12 e 32.

Gli strumenti previsionali proposti da Mana, Clough e O'Rourke possono essere espressi sinteticamente mediante le fig. 52, 53, 54, 55.

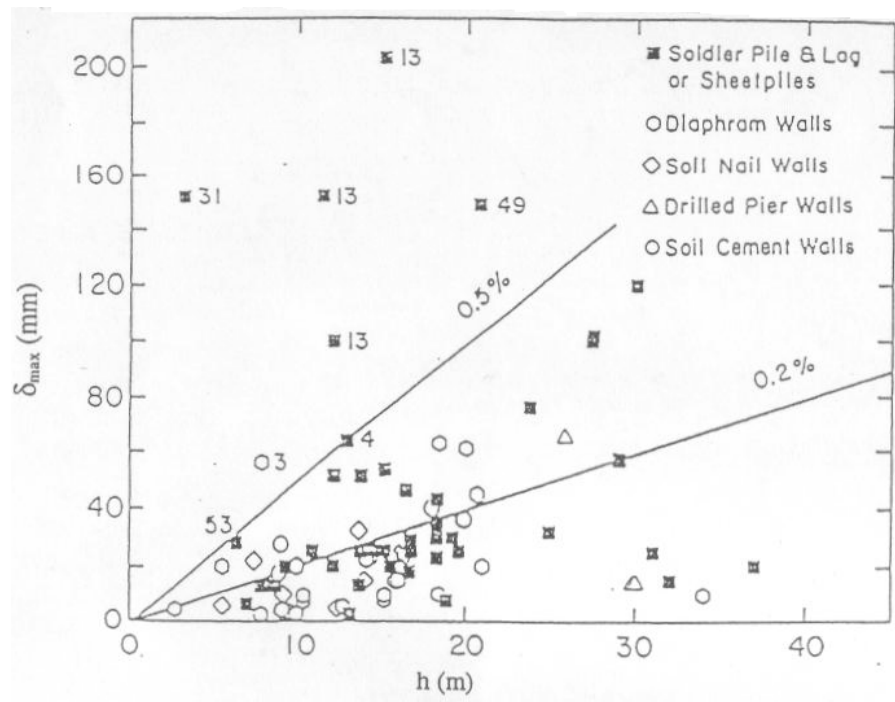


Figura 52. Spostamenti massimi orizzontali in funzione della profondità di scavo in sabbie e argille dure (Clough e O'Rourke 1990)

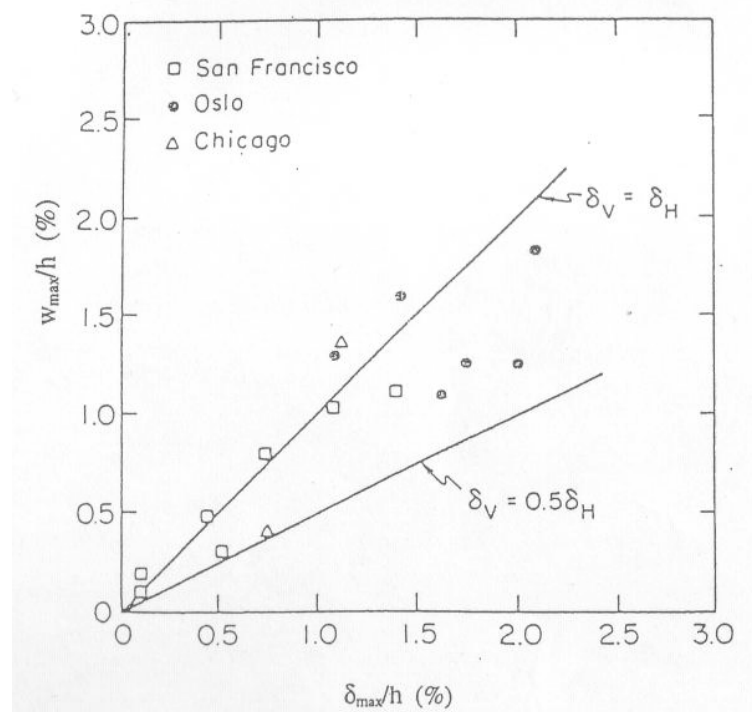


Figura 53. Correlazione dei valori massimi dello spostamento orizzontale della parete e del cedimento del terrapieno (Mana e Clough 1981)

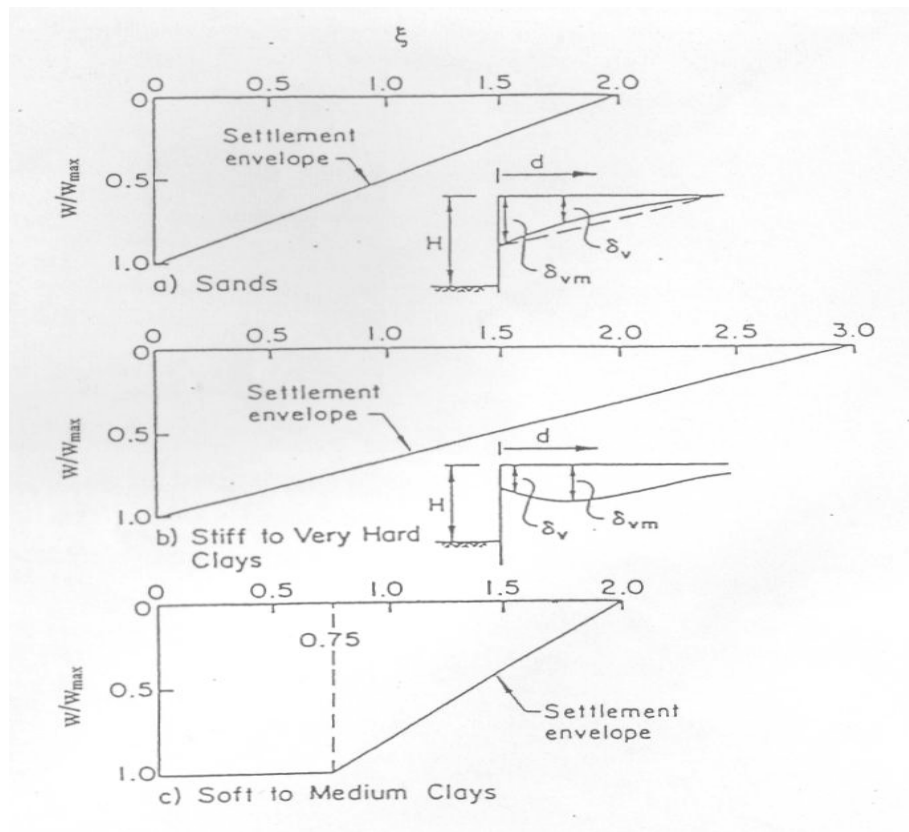


Figura 54. Profili di subsidenza normalizzati (Clough e O'Rourke 1990)

La fig. 52 è utile per la valutazione del massimo spostamento orizzontale, la 53 correla il massimo spostamento orizzontale con quello verticale; in fig. 54 è riportato il profilo adimensionale della subsidenza proposto dagli autori. Risulta immediata l'utilizzazione in sequenza dei tre grafici.

Clough et al. (1989) mostrano come calcolare il massimo spostamento orizzontale adimensionalizzato, in funzione di FS e di RSS (fig. 55).

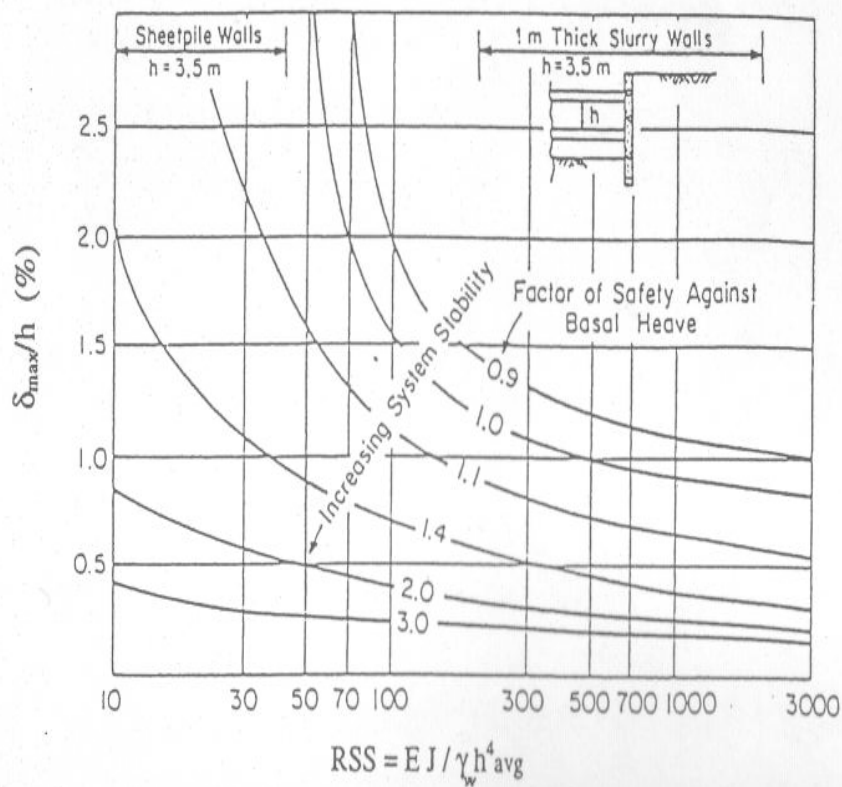


Figura 55. Massimo valore dello spostamento orizzontale in funzione di FS e di RSS

(Clough et al. 1989)

Clough e O'Rourke (1990) diagrammano gli spostamenti orizzontali massimi e i cedimenti massimi del terrapieno in funzione dell'altezza di ritenuta ed individuano il profilo adimensionale di subsidenza per paratie in sabbie ed in argille resistenti (fig. 25).

Per la previsione di eventuali danni ad edifici adiacenti gli autori propongono il grafico in fig. 27, dal quale si stima la massima distorsione angolare (indice di potenziale danneggiamento di edifici).

Metodi empirici, come quello introdotto da Terzaghi e Peck (1967) e modificato da Peck (1969), possono essere utili nella determinazione di massima delle tensioni agenti negli elementi di supporto (puntoni o tiranti), delle quali costituiscono un involucro.

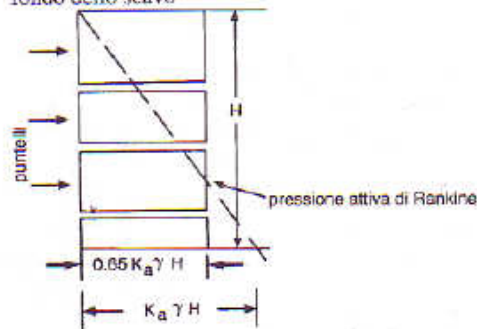
In fig. 56 Peck rappresenta i diagrammi di pressione apparente, utili per calcolare gli sforzi agenti negli elementi di supporto.

DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI

(a) Sabbie

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$$

Aggiungere la pressione dell'acqua quando la superficie di falda è localizzata al di sopra del fondo dello scavo



FORZE TOTALI

$$P_a = \text{diagramma trapezoidale} = 0.65 K_a \gamma H^2$$

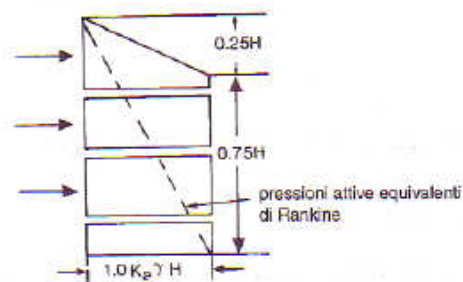
$$P_a' = \text{Rankine} = 0.50 K_a \gamma H^2$$

$$P_a'/P_a = 1.30$$

(b) argille tenere e mediamente tenere* ($N > 5-6$)

$$K_a = 1 - m(4c/\gamma H) = 1 - (4/N)$$

$m = 1.0$ ad eccezione del caso in cui lo scavo è realizzato in un deposito profondo di argilla normalmente consolidata, quando $m = 0.4$



$$m = 1.0$$

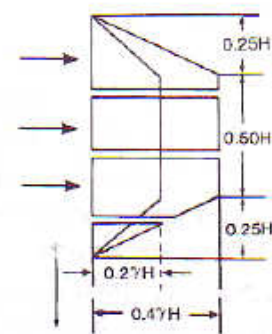
$$P_a = 0.875 \gamma H^2 (1 - (4/N))$$

$$P_a' = 0.50 \gamma H^2 (1 - (4/N))$$

$$P_a'/P_a = 1.75$$

(c) Argille consistenti*

Per $N < 4$ (per $4 < N < 6$ adottare il più esteso dei diagrammi (b) e (c))



$$P_a = 0.15 \gamma H^2 \text{ to } 0.30 \gamma H^2$$

$$P_a'/N = 4, P_a' = 0$$

$$N < 4, P_a' < 0.$$

Nota: pressioni attive equivalenti di Rankine = 0

*Per le argille, valutare la scelta di $N = \gamma H/c_u$

Figura 56. Diagrammi di pressione apparente (riportati da Clayton et al., 1993)

Il limite maggiore di questo approccio è quello di non poter tener conto di fattori quali l'effetto del pretensionamento o delle pressioni interstiziali, in presenza di moti di filtrazione.

Boone e Westland (2006), tenendo in conto le caratteristiche geotecniche e strutturali salienti dell'opera, propongono una serie di equazioni, ricavate tramite *best fitting* di misure

raccolte in letteratura, per la stima degli spostamenti verticali ed orizzontali indotti dall'esecuzione di scavi.

2.3.3 *Approccio del continuo*

Negli ultimi anni, grazie anche alla crescente disponibilità di mezzi di calcolo sempre più avanzati e veloci, si è andato diffondendo l'utilizzo di modelli numerici del continuo.

Tali modelli sono in grado di portare a termine i tre obiettivi dell'analisi individuati nel sottoparagrafo precedente.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica per la soluzione del sistema di equazioni differenziali che governano un problema al finito nel rispetto delle condizioni al contorno (Zienkiewicz, 1977). Il dominio fisico è suddiviso in un numero finito di elementi, in ciascuno dei quali sono presenti un certo numero di nodi situati generalmente lungo i bordi dell'elemento. All'interno di ciascun elemento si adotta un comportamento idealizzato; le deformazioni sono espresse in funzione degli spostamenti dei nodi, attraverso funzioni che dipendono dalla geometria dell'elemento e variano solo secondo modi prestabiliti (variazione lineare o quadratica).

Utilizzando opportune leggi costitutive per il mezzo fisico, si possono stabilire per ciascun elemento le relazioni tra i carichi applicati e gli spostamenti risultanti ai nodi. Una matrice di rigidezza globale può essere costruita assemblando i contributi di tutti gli elementi.

Una volta fissate le condizioni al contorno, in termini di forze e spostamenti noti, si risolve il sistema globale di equazioni per la determinazione degli spostamenti incogniti ai nodi. A partire da questi ultimi, è possibile calcolare le deformazioni e quindi le tensioni all'interno dell'elemento, in base alle relazioni costitutive derivate precedentemente.

La scelta del reticolo per la discretizzazione è interamente dell'utente. Sebbene non esista "il" reticolo corretto, alcuni reticoli sono più adatti di altri e alcuni reticoli possono risultare completamente errati perché costituiti da troppi pochi elementi o decisamente inefficienti perché le frontiere del dominio sono troppo distanti. Di regola, è buona norma adottare elementi più piccoli nelle zone in cui si hanno elevati gradienti di tensione, ed elementi più grandi nelle zone più lontane da queste.

Per il caso degli scavi le frontiere del dominio devono essere sufficientemente distanti in modo da non vincolare, né limitare i movimenti nell'area di interesse.

L'unico modo per controllare l'adeguatezza del reticolo impiegato è quello di analizzare gli effetti che eventuali modifiche inducono sui risultati più importanti (ad es. lo spostamento massimo della struttura).

Gli elementi quadrilateri sono i più diffusi, spesso abbinati ad elementi triangolari per geometrie particolari. I componenti strutturali (parete, soletta, puntoni) possono essere modellati sia con elementi solidi continui o con elementi strutturali (ad es. elementi trave). Elementi di interfaccia possono essere utilizzati per consentire scorrimenti relativi e/o prevenire l'insorgere di sforzi di trazione al contatto tra terreno e struttura.

La maggior parte delle opere di sostegno è analizzata come sistemi bidimensionali in condizioni di deformazione piana. Tale approccio è sufficientemente accurato per strutture relativamente lunghe; tuttavia, in molti casi la geometria del problema è decisamente tridimensionale e richiede necessariamente analisi 3D. La complessità e i tempi di calcolo richiesti per le analisi tridimensionali sono davvero notevoli; l'utente deve valutare attentamente se tali analisi sono strettamente necessarie.

Modello costitutivo

Molto importante ai fini dell'esito finale dell'analisi è la scelta del modello costitutivo del terreno, dei materiali costruttivi e delle interfacce.

Per quanto riguarda il comportamento dei materiali costruttivi, generalmente si utilizzano modelli molto semplici come ad esempio quello elastico lineare o elastico perfettamente plastico.

Per quanto riguarda i terreni invece, anche codici di calcolo commerciali possono utilizzare modelli leggermente più sofisticati, come ad esempio modelli a plasticità incrudente, mentre non sono ancora molto usati modelli a plasticità diffusa o modelli che tengano in conto l'anisotropia del comportamento del terreno.

Secondo Wroth e Houlsby (1985), un modello costitutivo deve essere il più possibile semplice per:

- determinare i parametri con un modesto numero di prove (di tipo usuale)
- essere implementato in procedimenti numerici di calcolo

Per quanto possibile esso deve inoltre rispecchiare il comportamento fisico del terreno in modo che i parametri abbiano un significato fisico identificabile.

Per quanto riguarda il lavoro di ricerca, non è necessario utilizzare solo tecniche usuali.

Secondo Muir Wood (1995), invece, non è poi tanto importante il significato fisico dei parametri quanto la chiarezza del metodo per ricavarli.

Tra i modelli più semplici è da ricordare il modello elastico lineare isotropo, per calibrare il quale si ha bisogno di soli due parametri (ad esempio K e G).

Un altro modello molto semplice è quello iperbolico, proposto da Duncan e Chang (1970), per calibrare il quale si ha bisogno di 2 parametri.

I limiti principali di questi modelli sono:

- assenza di termini di accoppiamento
- necessità di ricavare i parametri dai risultati di prove per le quali i percorsi tensionali siano simili a quelli in sito
- possibilità di simulare un comportamento irreversibile o isteretico solo per mezzo di artifici, che possono dare problemi numerici quando si analizzano casi reali

Si ha quindi il classico modello elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr Coulomb, per il quale bisogna fornire 4 parametri, due di resistenza al taglio e due di rigidità.

Una ulteriore semplificazione si ha nel caso di comportamento non drenato ed analisi in termini di tensioni totali, per il quale si ha bisogno di 2 parametri: la coesione non drenata ed un modulo di rigidezza non drenato.

I limiti principali di tali modelli sono:

- assenza di termini di accoppiamento nella matrice di rigidezza elastica
- moduli elastici costanti
- assenza di plasticizzazione per incremento della pressione media a deviatore costante

È noto da tempo che, in analisi drenate di paratie libere o ancorate, la riduzione di tensioni efficace verticale provoca un sollevamento del terreno alle spalle dell'opera, sollevamento che non si riscontra nei casi reali. Il problema è di non facile soluzione e gli espedienti solitamente utilizzati hanno il difetto di basarsi su un preconcetto relativo alla forma della curva di subsidenza o su misure disponibili.

Ad esempi una riduzione di tale sollevamento si può avere introducendo moduli di deformabilità variabili con la tensione efficace media, come fatto da Viggiani e Tamagnini (1997).

L'andamento della curva di subsidenza può essere migliorato utilizzando modelli che considerino la plasticizzazione del terreno già a piccole deformazioni.

Altro espediente può essere quello di considerare modulo di taglio diverso in zone a diverso livello di deformazione, che potrebbero essere individuate tramite analisi preliminare.

Esistono molti modelli atti a simulare il comportamento di materiali a grana fine, che fondamentalmente si possono collocare nell'ambito della meccanica dello stato critico. Alcuni di questi modelli sono schematicamente riassunti in fig. 57

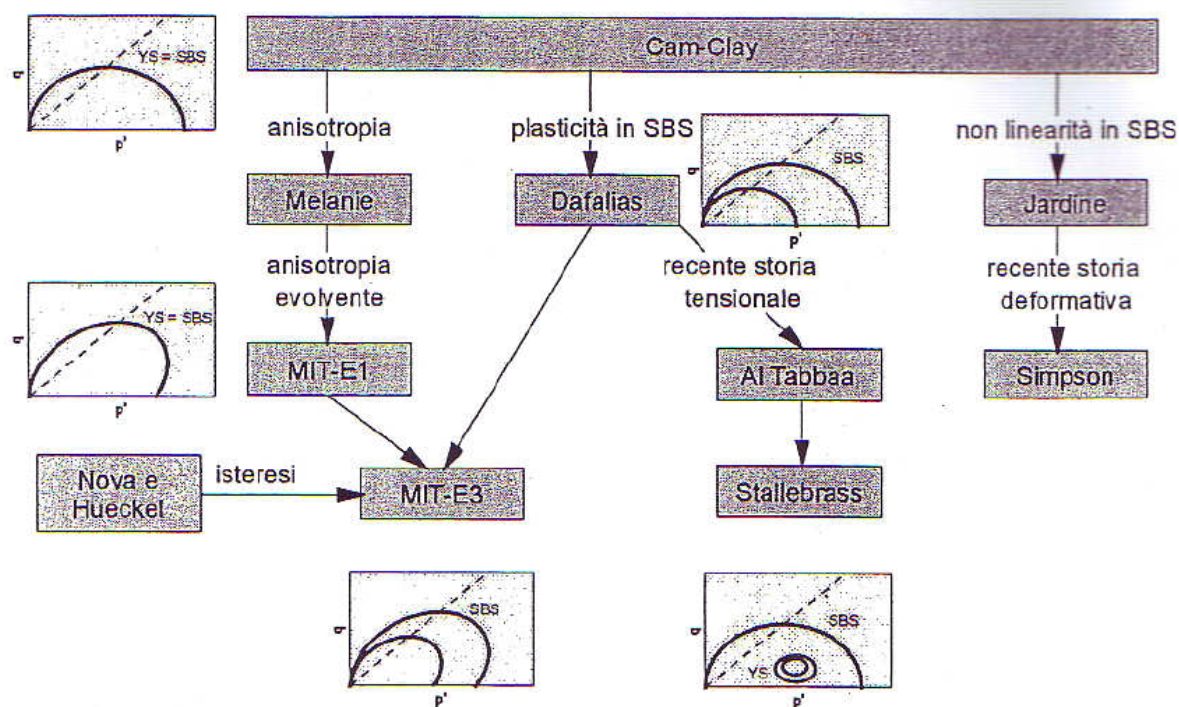


Figura 57. Gerarchia di modelli costitutivi per terreni a grana fine (Aversa 1997)

Il più semplice di tali modelli è il Cam-Clay Modificato, che prevede la definizione di 5 parametri.

Tra i limiti maggiori del modello sono:

- Sia il modulo di taglio sia quello di deformazione volumetrica sono dipendenti dalla pressione media efficace ed è stato dimostrato che un tale modello risulta non conservativo (in presenza di carichi ciclici si può avere creazione di energia)
- il dominio elastico è troppo grande, in caso drenato, per paratie, la gran parte dei percorsi di carico si sviluppano all'interno della superficie di snervamento, quindi si hanno percorsi elastici, ricadendo ai tipi di problematiche descritti in precedenza per modelli elastici
- la superficie di snervamento è considerata isotropa, mentre per il terreno potrebbe non essere tale

Esistono vari modelli più complessi che vanno a superare i limiti qui descritti.

Esistono quindi modelli che tengono conto dell'anisotropia sviluppata nel corso della consolidazione K_0 e modelli che tengono conto dell'evoluzione dell'anisotropia.

Per quanto riguarda il punto b) sono molte le evidenze sperimentali del comportamento non lineare e non reversibile del terreno all'interno della superficie di stato limite.

Esistono varie tipologie di modelli che riescono a cogliere tale comportamento, come ad esempio i *bounding surface models* o i *bubble models*.

Viggiani e Tamagnini (1997) hanno simulato lo scavo di una paratia utilizzando diversi modelli di terreno: l'*Advanced Mohr Coulomb* (AMC); l'*Hardening Soil Model*, che è un semplice modello elastoplastico ad incrudimento isotropo; il modello CLoE, che è un modello a plasticità diffusa (cosiddetto ipoplastico).

Il modello AMC dà risultati molto diversi rispetto agli altri due. Questi ultimi concordano sostanzialmente per quanto riguarda la deformata della parete, mentre per quel che riguarda il profilo di subsidenza e per quel che riguarda il rigonfiamento del fondo foro il CLoE dà risultati migliori. Ciò è una conferma del fatto che la maggior parte dei modelli implementati nei codici di calcolo commerciali hanno domini elastici troppo grandi.

Gli autori concludono osservando che un modello complesso come il CLoE riesce a riprodurre abbastanza bene il comportamento del terreno. Un modello abbastanza semplice come l'HSM non si discosta molto da quello più complesso se si considerano percorsi di compressione, mentre la differenza è maggiore se si considerano percorsi di estensione (come accade al fondo dello scavo).

Le previsioni dell'AMC sono invece molto lontane dalla realtà. Tramite opportuna calibrazione si può ottenere al massimo una buona valutazione degli spostamenti della parete, ma non di quelli del terreno.

Storia e stato tensionale, attività precedenti lo scavo

Molto importante da modellare è anche la storia tensionale che il terreno ha subito prima dell'inizio dello scavo e quindi lo stato sollecitativo iniziale.

Determinante ai fini dell'analisi è la scelta del K_0 , al crescere di questo aumentano gli spostamenti dell'opera, le sollecitazioni sulla stessa (fig. 58) e l'estensione della zona a monte interessata dalla subsidenza.

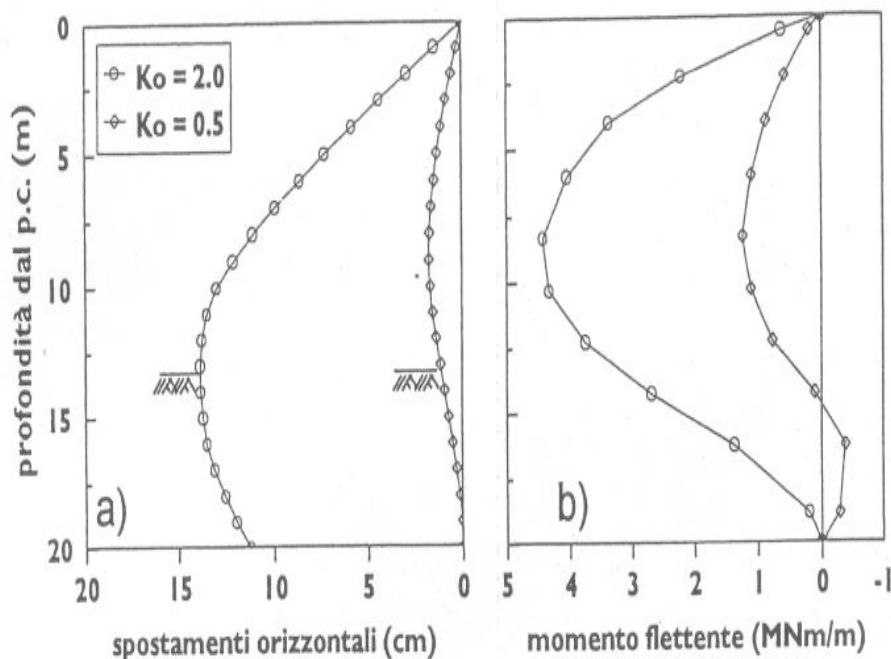


Figura 58. Effetto del coefficiente di spinta a riposo (Potts e Fourie 1985)

Gli effetti della recente storia tensionale possono essere molto importanti, soprattutto se si modella il terreno con modelli costitutivi complessi, come ad esempio i *bounding surface models* o i *bubble models*. Infatti per tali modelli (che per questo simulano abbastanza bene il terreno) la risposta del terreno non dipende solo dallo stato tensionale attuale, ma anche da altre variabili, come ad esempio la posizione della superficie di snervamento (interna a quella di *bounding*), che dipende dalla recente storia tensionale.

Molto spesso, nella realizzazione di scavi particolarmente complessi, si ricorre ad intervento di consolidamento o di congelamento del terreno. Tali attività influenzano molto la risposta finale dell'opera e per questo dovrebbero essere modellate.

Vari autori hanno messo in luce il fatto che i cedimenti prodotti nella fase di installazione della paratia possono essere rilevanti rispetto a quelli che occorrono alla fine dello scavo, generalmente ciò si considera esser maggiormente vero se si ha a che fare con terreni sovraconsolidati e con elementi a dimensione areale maggiore (per paratie di pannelli tali cedimenti sono maggiori che per paratie di pali).

Quindi è molto importante modellare la fase di installazione della paratia (non ipotizzando perciò, come invece si fa praticamente sempre, che l'opera appaia all'improvviso senza modificare lo stato tensionale circostante), considerandola composta da vari elementi, pali o pannelli che siano e considerare l'effettiva cronologia dell'esecuzione dei lavori.

Calvello e Finno (2003) mettono in luce l'importanza di modellare le attività precedenti lo scavo. Il caso in questione è la simulazione di uno scavo in corrispondenza di una galleria, nei

pressi di una scuola. Gli autori modellano il terreno considerando dapprima la modellazione delle fasi costruttive di galleria, scuola e muro, poi considerando di volta in volta una o più fasi non modellate.

I parametri in gioco vengono determinati tramite una procedura *best-fitting*.

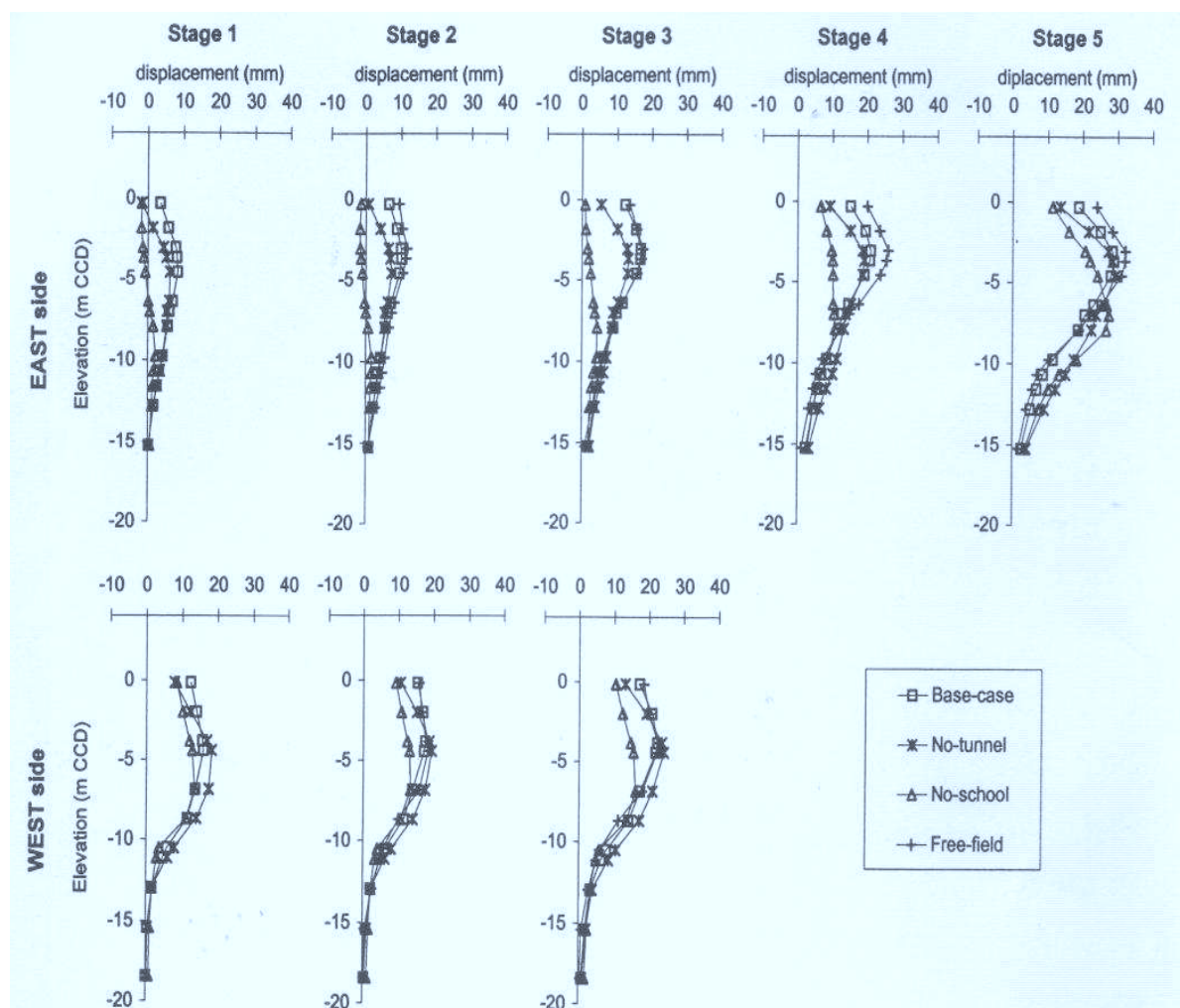


Figura 59. Spostamenti orizzontali calcolati nelle diverse simulazioni (Calvello et al., 2003)

In figura 59 si può osservare come la risposta delle varie analisi vari anche di molto da un caso all'altro, da che si deduce l'importanza della modellazione di tutte le attività precedenti lo scavo.

2.4 Osservazioni

Dall'osservazione dell'insieme di tutte le misure raccolte in questo capitolo si desume che gli spostamenti indotti dagli scavi sono andati mediamente decrescendo nel tempo. Così se gli abachi proposti da Peck sovrastimano gli spostamenti rispetto a quelli proposti da Clough e

O'Rourke, questi ultimi li sovrastimano rispetto a quelli che si osservano al giorno d'oggi. Ciò è dovuto alla sempre maggiore attenzione che i progettisti impiegano nel cercare di limitare gli spostamenti, a maggior ragione nel caso sempre più frequente di scavi in ambiente urbano. Per limitare gli spostamenti si cercano di utilizzare opere di sostegno molto rigide irrigidite ulteriormente dai sistemi di contrasto; di ridurre i tempi dei lavori e di eseguirli con manodopera specializzata.

In quest'ottica di riduzione degli spostamenti per ridurre al minimo l'interferenza dello scavo sulle strutture adiacenti, vanno ad acquistare sempre maggiore importanza aspetti costruttivi trascurati in precedenza.

In particolare la ricerca si sta concentrando sugli spostamenti indotti dalla realizzazione dell'opera di sostegno stessa nonché dai trattamenti di consolidamento del terreno, oltre che sullo studio di effetti tridimensionali come l'irrigidimento che si ottiene in prossimità degli angoli degli scavi.

3 Effetto della realizzazione della paratia

3.1 Stabilità dello scavo del pannello

3.1.1 Evidenze sperimentali e analisi riportate in letteratura

L'uso dei fanghi nello scavo di trincee è stato oggetto di numerosi studi.

Sebbene siano stati realizzati con successo numerosissimi diaframmi in trincee supportate dal fango, il meccanismo con il quale avviene la stabilizzazione dello scavo rimane non del tutto chiarito.

Si è generalmente convinti che il fango formi uno strato impermeabile tra il fango stesso e il terreno in sede. La spinta di tipo idrostatico che il fango esercita sulla parete dello scavo reso impermeabile esercita un'azione di sostegno del terreno. Sembra però che vi siano altri fattori che influenzano la stabilità dello scavo quali: l'aumento del peso specifico del fango che si arricchisce di detriti (generalmente si osserva che se il peso specifico iniziale è circa 10,8-10,9 kN/m³, quello finale è circa 12-13 kN/m³); la sospensione può gelificare acquistando quindi resistenza meccanica, le operazioni di scavo tendono però ad annullare tale resistenza; l'effetto arco che si sviluppa sia in direzione verticale che orizzontale alle spalle del pannello.

Morghenstern e Tahmasseb (1965) hanno osservato una serie di collassi di pannelli durante la costruzione di una paratia a Pierre-Benite in Francia in terreni granulari.

Fanno vedere come la densità del fango aumenti durante lo scavo del pannello a causa dei detriti che restano sospesi ed osservano che il collasso dei pannelli si verifica in corrispondenza di un innalzamento del livello di falda dovuto a fattori esterni (aumento dell'altezza d'acqua in un fiume adiacente).

Gli autori osservano che la lunghezza della superficie di scorrimento è pari a quella del pannello, la larghezza varia tra 1,5 e 2,5 m, mentre la base di tale superficie viene a coincidere con il passaggio da un terreno alluvionale (più superficiale) ed uno ghiaioso (più profondo).

Tsai et al. (2000) eseguono un esperimento in vera grandezza in cui realizzano un pannello in terreni sabbiosi sostenendo lo scavo mediante fango. Gli autori studiano la stabilità del pannello facendo successivamente diminuire la massima altezza del fango in tre fasi di 50 cm.

Dopo le prime due fasi gli autori osservano la formazione di una frattura del terreno in superficie, larga circa 2 mm e a una distanza di circa 2 m dal pannello. In seguito alla terza fase di abbassamento del livello del fango osservano la formazione di altre tre fratture a distanze dal pannello pari a 4,5, 6,9 e 12,5 m ed aventi larghezze di 1, 0,5 e 0,5 mm. Osservano quindi nelle due ore successive un movimento del terreno verso l'interno del pannello.

Monitorando il terreno adiacente il pannello per mezzo di due inclinometri e 16 marcatori per i cedimenti, riescono ad individuare due superfici di scorrimento in corrispondenza delle due fratture più vicine al pannello, in fig. 60 vengono riportate la forma in pianta ed in sezione delle superfici di scorrimento e gli spostamenti orizzontali e verticali misurati.

Si osservi che la massima distanza della superficie di scorrimento dal pannello è pari a circa la metà della lunghezza dello stesso.

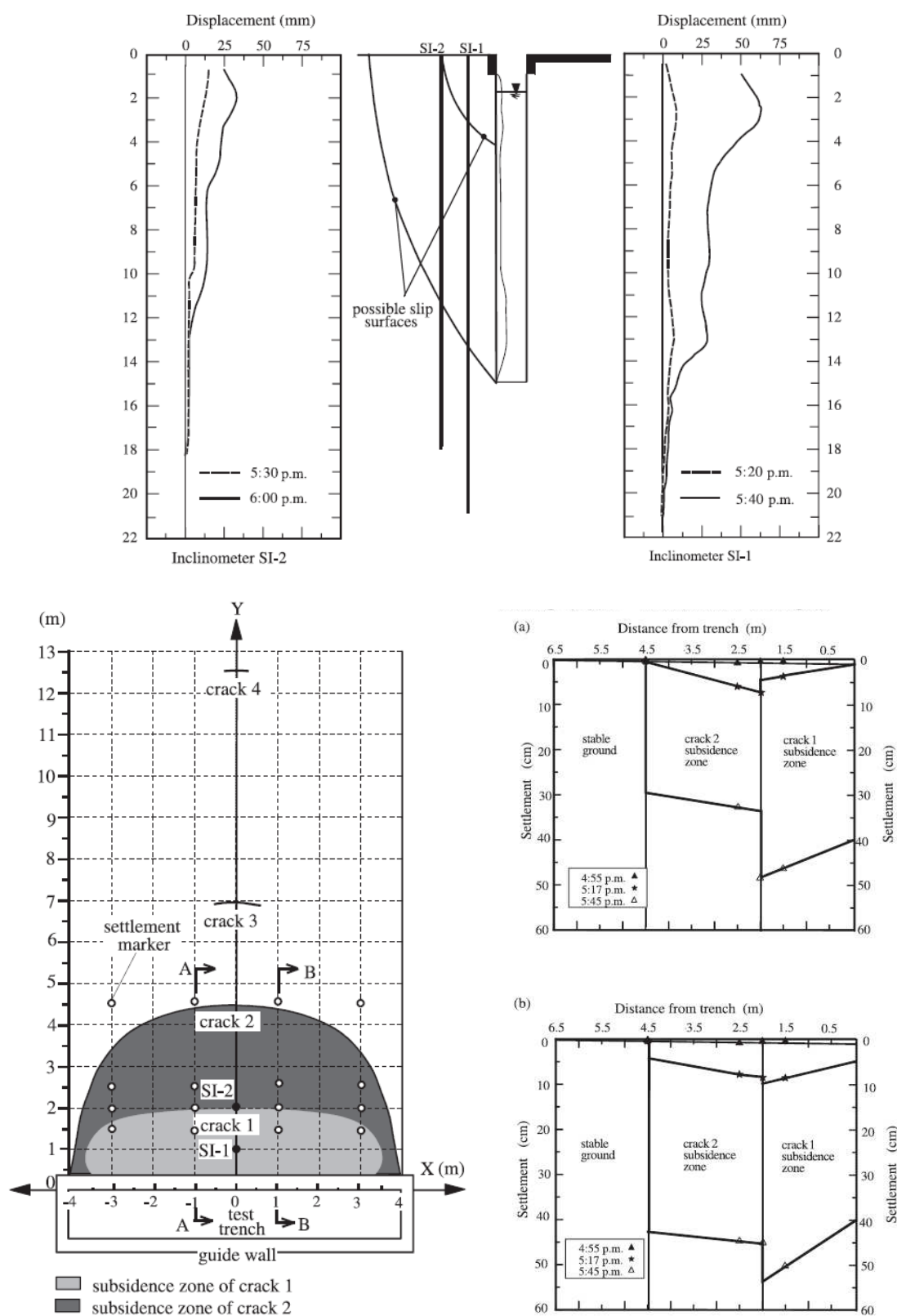


Figura 60. Forma in pianta ed in sezione delle superfici di scorrimento e gli spostamenti orizzontali e verticali misurati (Tsai et al. 2000)

3.1.2 Metodi di analisi

Equilibrio limite

Una teoria della stabilità di trincee piene di fango è stata proposta da Nash e James (1963). Ulteriori osservazioni sono state condotte da altri ricercatori.

Stabilità delle trincee in terreni incoerenti.

Nel caso di scavo in un terreno incoerente la necessità di usare il fango è maggiore perché questo tipo di terreno, a causa della sua elevata permeabilità, non ha capacità di sviluppare sovrappressioni neutre negative in condizioni non drenate, e quindi è privo della capacità di auto sostenersi temporaneamente su fronti verticali.

Nell'analisi piana di questo problema, nell'ipotesi che il ruolo del fango sia solo quello di esercitare una pressione (che aumenta linearmente con la profondità) sulle pareti dello scavo, Mayerhoff consiglia di considerare l'instabilità di un cuneo che parte dalla base dello scavo. Quindi considera una possibile superficie di scorrimento inclinata di α rispetto alla orizzontale e che parte dal fondo della trincea (vedi fig. 61).

Facendo un equilibrio alla traslazione nella direzione di S risulta:

$$S + P \cdot \cos \alpha - W \cdot \sin \alpha = 0$$

L'equilibrio nella direzione di N dà:

$$-P \cdot \sin \alpha - W \cdot \cos \alpha + N = 0$$

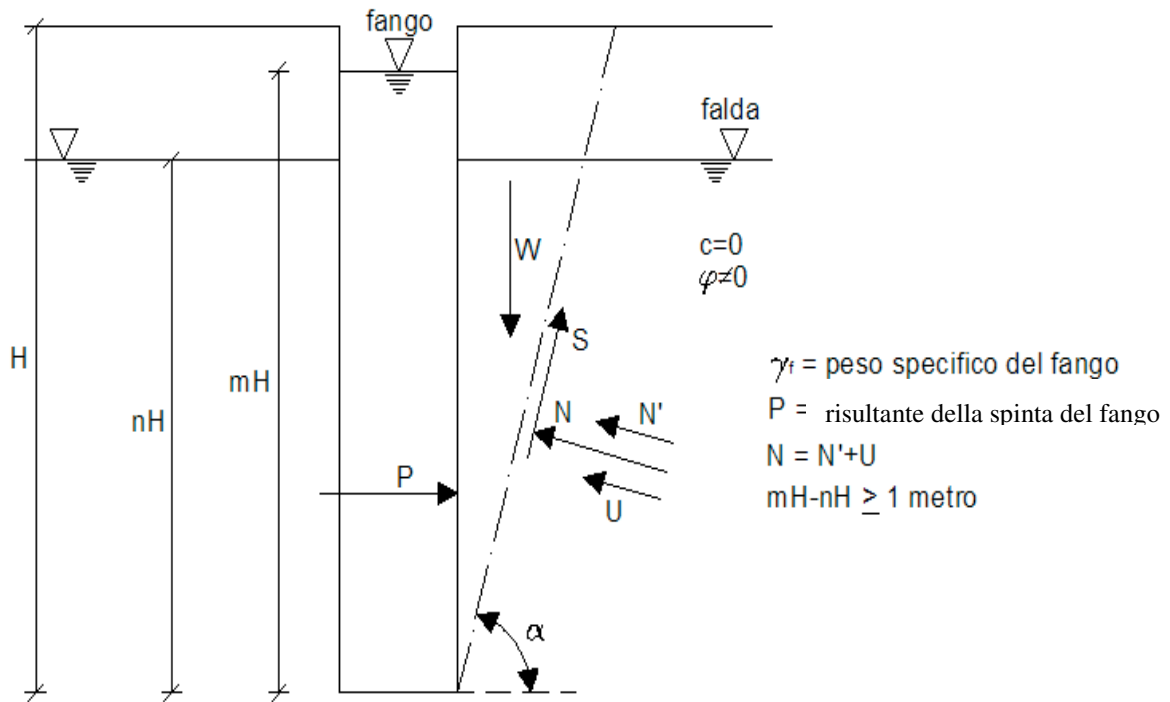


Figura 61. Forze sul cuneo nel caso di terreni incoerenti

Si definisce il coefficiente di sicurezza F :

$$F = N' \cdot \tan \varphi / S$$

con $N' = N - U$, dove U è la risultante delle pressioni neutre lungo la superficie di scivolamento. U risulta pari a:

$$U = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (nH)^2 / \sin \alpha$$

Per il significato dei simboli si rimanda alla figura 61. Esplicitando N ed S nella espressione di F si ottiene

$$F = \frac{P \cdot \sin \alpha + W \cdot \cos \alpha - U}{W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \varphi$$

Ricordando che:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot (mH)^2$$

e che

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot g \alpha$$

si ottiene

$$F = \frac{m^2 \cdot \gamma_f \cdot \sin \alpha + \gamma \cdot \cot g \alpha - \gamma_w \cdot n^2 / \sin \alpha}{\gamma \cdot \cos \alpha - m^2 \cdot \gamma_f \cdot \cos \alpha} \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Come ovvio all'aumentare di γ_f aumenta la spinta esercitata dal fango e quindi il coefficiente di sicurezza.

Il calcolo andrebbe condotto per tentativi e ricercando il valore di α che dà luogo al più piccolo F.

La formula può essere però utilizzata ponendo direttamente $\alpha = 45 + \varphi/2$, e quindi ponendosi in condizioni di spinta attiva nell'ipotesi di assenza di sforzi di taglio all'interfaccia tra fango e terreno.

Nash ha proposto la seguente soluzione valida per $m=1$ ed $n=0$ (vedi figura 61):

$$F = \frac{2 \cdot \sqrt{\gamma \cdot \gamma_f}}{\gamma - \gamma_f} \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Se il terreno è saturo ed $n=1$ risulta:

$$F = \frac{2 \cdot \sqrt{\gamma' \cdot \gamma'_f}}{\gamma' - \gamma'_f} \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

con $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ e $\gamma'_f = \gamma_f - \gamma_w$

Si osserva che F non dipende da H.

Trincee in terreni coesivi

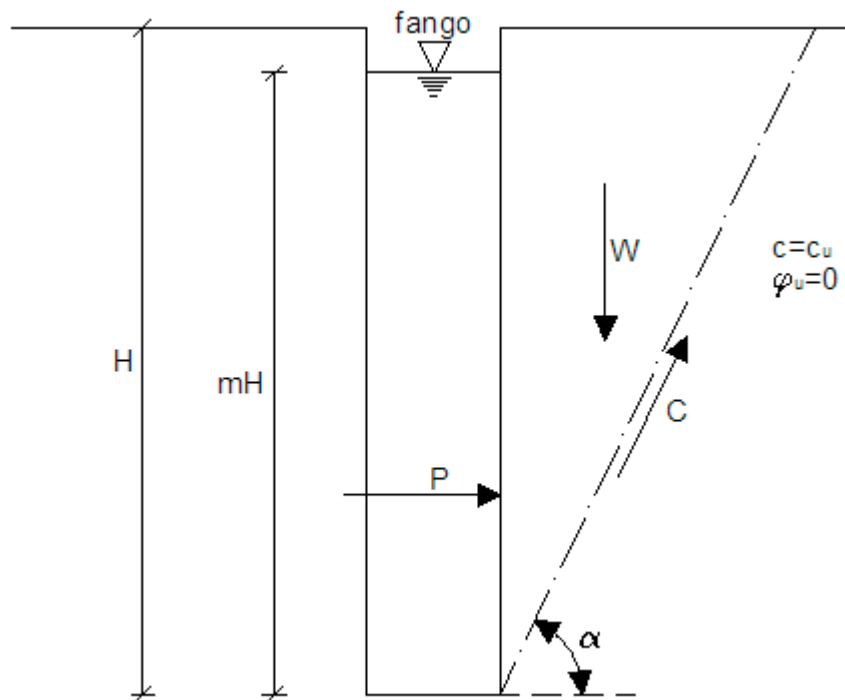


Figura 62. Forze sul cuneo nel caso di terreni coesivi e analisi in condizioni non drenate

La verifica viene solitamente fatta in termini di tensioni totali, pertanto con riferimento alla fig. 62 si ha:

$$F = \frac{H \cdot c_u / \sin \alpha}{W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha} = \frac{c_u / \sin \alpha}{H \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha - 0,5 \cdot m^2 \cdot \gamma_f \cdot \cos \alpha)}$$

Essendo l'analisi svolta in termini di tensioni totali, $\alpha = 45^\circ$. Quindi:

$$F = \frac{4 \cdot c_u}{H \cdot (\gamma - m^2 \cdot \gamma_f)}$$

Si vede che in questi terreni la sicurezza diminuisce al crescere dell'altezza dello scavo.

Questa analisi ignora possibili zone superficiali di rottura per trazione nell'argilla, e quindi sovrastima leggermente il coefficiente di sicurezza.

Tuttavia l'esperienza ha dimostrato che scavi con F prossimo all'unità risultano nella realtà stabili.

In effetti, come già accennato, a rendere stabile lo scavo intervengono altri fattori non facilmente quantizzabili quali:

- aumento del peso specifico del fango che si arricchisce di detriti all'interno dello scavo
- gelificazione della sospensione con acquisto di resistenza meccanica; le operazioni di scavo tendono però ad annullare tale resistenza;
- effetto arco che si sviluppa sia in direzione verticale che orizzontale alle spalle del pannello.

Per meglio tener in conto le forze (attrittive e coesive) che si sviluppano lateralmente alla superficie di scorrimento, sono stati nel tempo proposti diversi metodi all'equilibrio limite che utilizzano superfici di scorrimento tridimensionali di forme diverse.

In figura 63 si riportano alcune di tali forme.

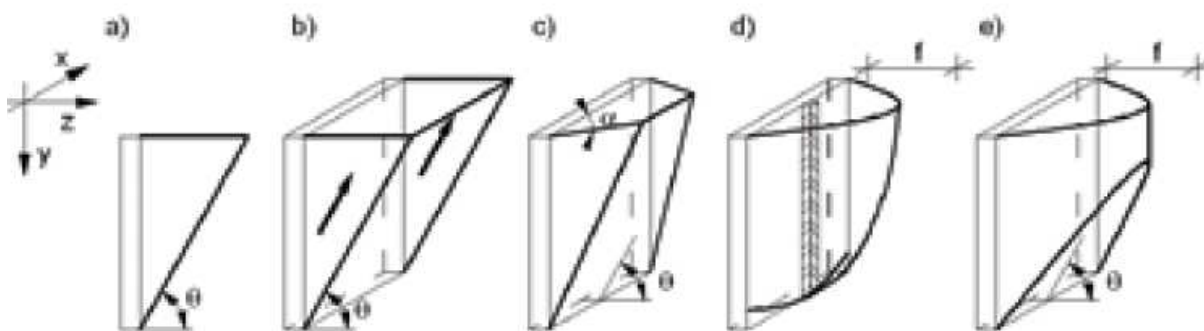


Figura 63. Forme delle superfici di scorrimento proposte da: a) Nash e John s(1963); b)Morgernstern e Amir-Tahmasseb (1965); c) Washbourne (1984); d) Tsai e Chan g(1996); e) Piaskowski e Kowalewski (1965) (riportate da Brzakala e Gorska,2008)

Un modello che sembra unire semplicità ed efficacia è quello proposto da Fox (2004).

L'autore ricava il valore del coefficiente di sicurezza e dell'inclinazione critica della superficie di rottura, considerando la superficie di scorrimento in figura 64 e considerando variabili le dimensioni del pannello, la profondità del fango, la profondità della falda, la presenza di sovraccarichi ed il livello dell'acqua nelle fratture di trazione. Considerando tanto il caso di terreni a grana fine che a grana grossa. Il coefficiente di sicurezza proposto dall'autore è:

$$F_S = A_1 \sec \theta_{cr} \csc \theta_{cr} + B_1 \cot \theta_{cr} + C_1 \tan \theta_{cr} + D_1 \csc \theta_{cr}$$

Dove A_1 , B_1 , C_1 , D_1 , dipendono dai parametri introdotti precedentemente e θ_{cr} è l'angolo indicato in figura che minimizza il coefficiente di sicurezza.

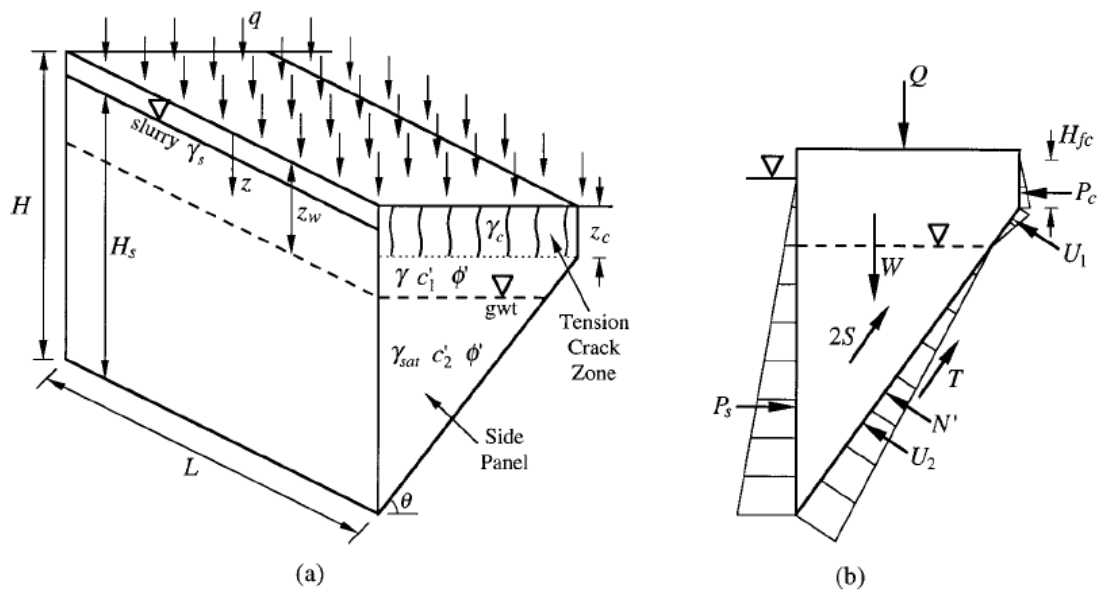


Figura 64. Forma della superficie di scorrimento proposta da Fox (2004)

Si riportano di seguito i grafici con i quali Fox ci mostra la dipendenza del coefficiente di sicurezza da vari fattori (figura 65).

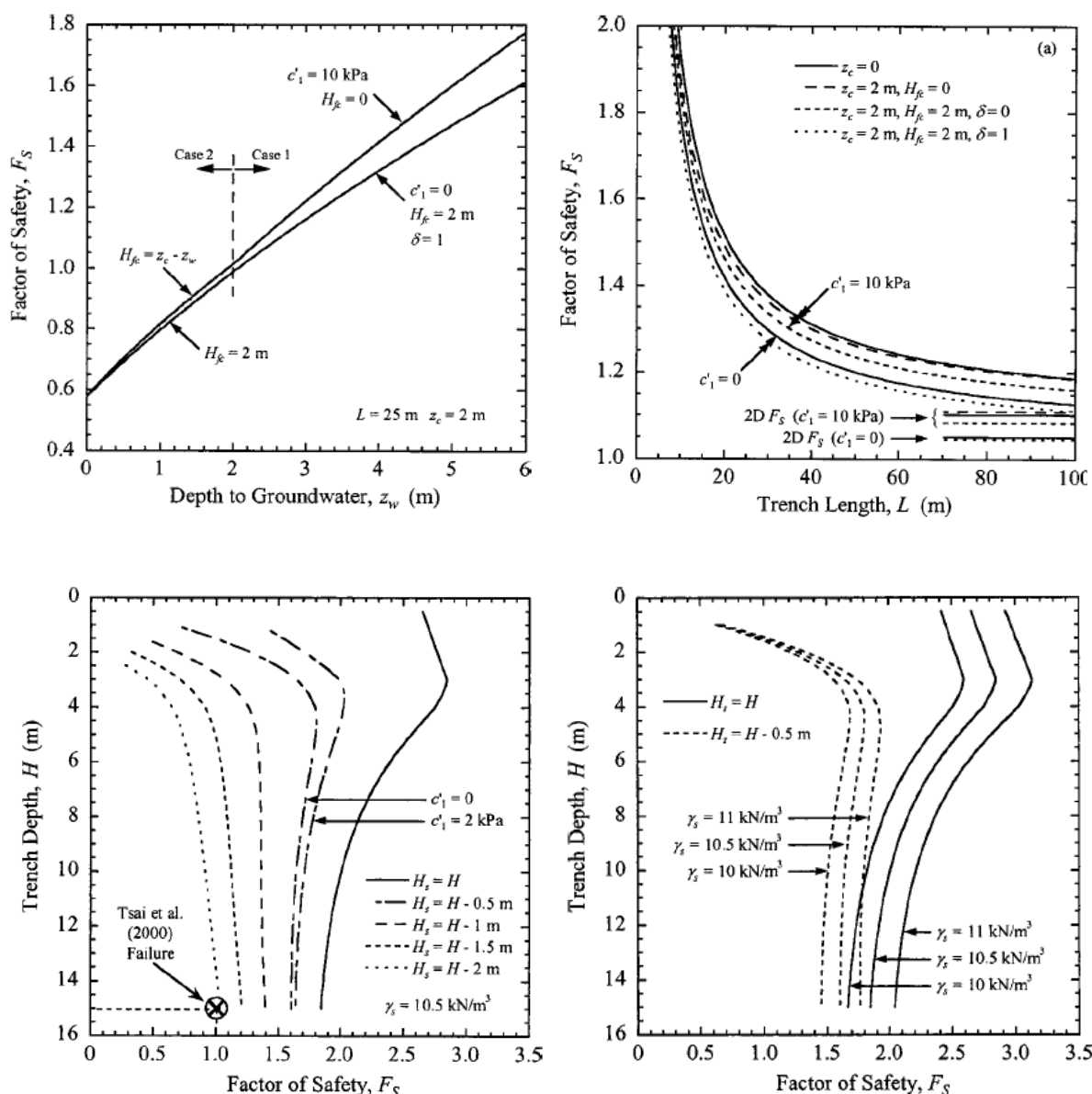


Figura 65. Dipendenza del coefficiente di sicurezza da vari fattori: larghezza della trincea, coesione, profondità di scavo, profondità della falda, densità del fango, profondità del fango (Fox 2004),

Si osserva dalla figura 65 che spesso il primo metro di scavo è quello con coefficiente di sicurezza minore, a volte inferiore ad 1. Anche per far fronte a ciò, si prevede quasi sempre un cordolo di calcestruzzo attorno ai pannelli, per i primi 1 o 2 metri; il coefficiente di sicurezza va quindi aumentando fino ad una determinata profondità per poi generalmente tornare a diminuire.

Considerando tale modello, ma riferendosi ad una profondità di scavo un po' maggiore di quella mostrata dall'autore, si può osservare che, superata una ulteriore profondità di scavo il coefficiente di sicurezza va via via aumentando, in figura 66 ad esempio, si riporta

l'andamento del coefficiente di sicurezza con la profondità, considerando un pannello largo 8 m, fango bentonitico presente fino al piano campagna avente densità di $1,1 \text{ t/m}^3$, falda presente a due metri al di sotto del piano campagna, terreno avente un angolo di attrito di 33° e coesione variabile da 1 a 4 kPa.

In seguito all'abbassamento dell'altezza del fango nel pannello, ad esempio, potrebbe accadere di avere un coefficiente di sicurezza alla base del pannello maggiore di quello ad una determinata profondità intermedia. In tal caso potrebbe verificarsi una superficie di scorrimento non riguardante la base del pannello o, come osservato da Tsai et al. (2000), più di una superficie di scorrimento.

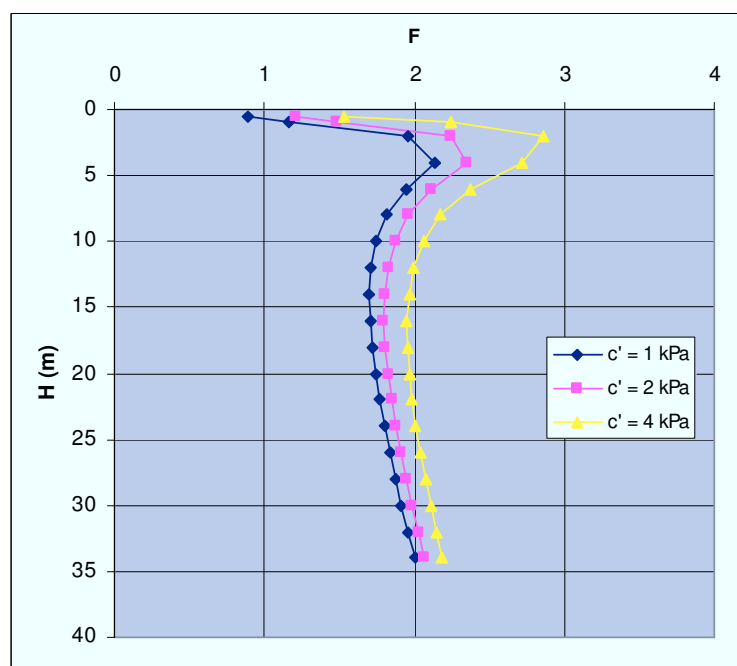


Figura 66. Andamento del coefficiente di sicurezza, utilizzando il metodo di Fox, $\phi = 33^\circ$

Anche considerando le superfici di scorrimento proposte da Morgenstern e Amir-Tahmassebi (1965) e da Washbourne (1984) si ottengono coefficienti di sicurezza che crescono, una volta superata una determinata profondità (fig. 67 Washbourne). Ciò può essere spiegato considerando che, all'aumentare della profondità, la forza resistente totale lungo la superficie di scorrimento cresce più rapidamente che la forza destabilizzante, ossia la forza peso del cuneo di spinta.

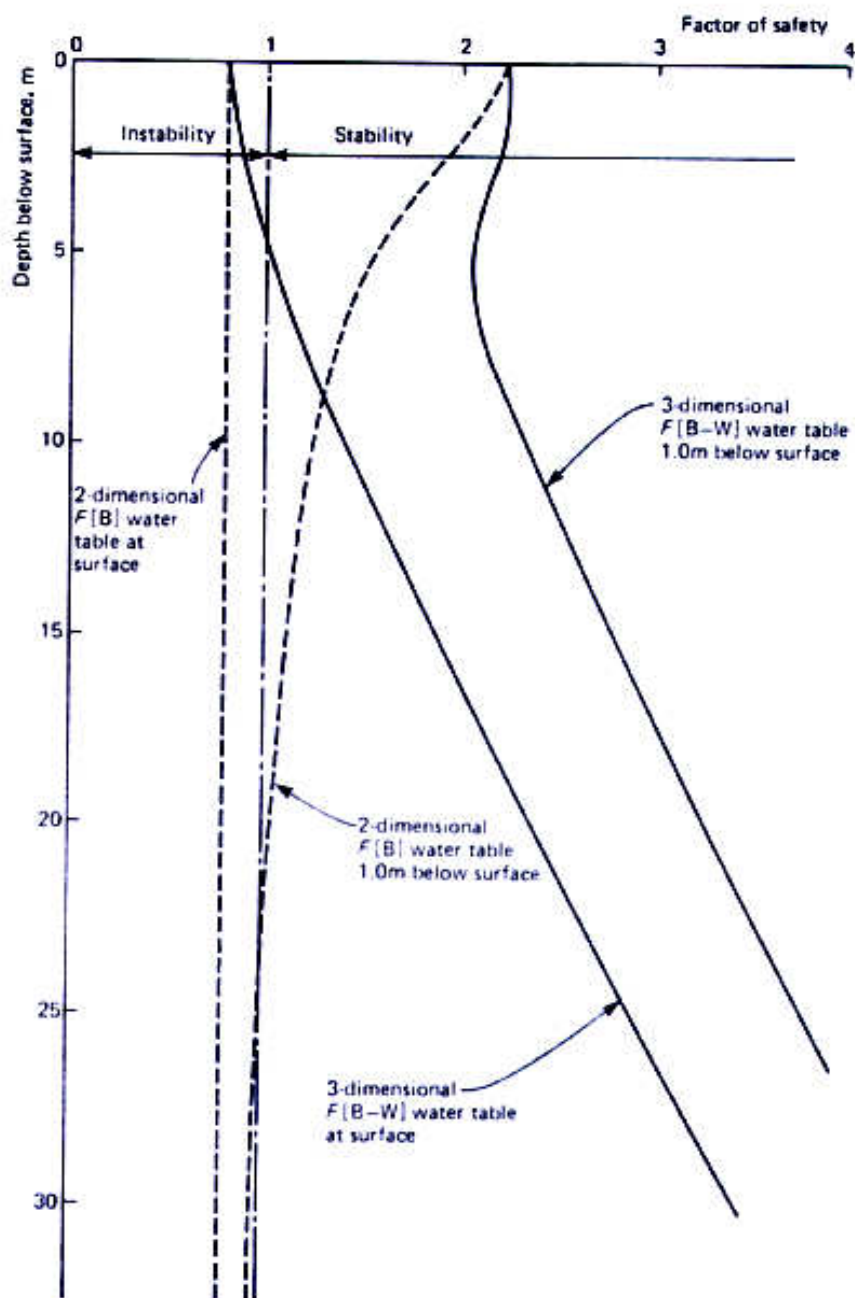


Figura 67. Andamento del coefficiente di sicurezza con la profondità (Washbourne 1984)

Anche la larghezza della superficie di scorrimento è di notevole importanza, per determinare l'area maggiormente influenzata dal collasso e quindi l'area sulla quale prestare maggior attenzione ed evitare che vi siano presenti strutture sensibili.

Piaskowski et al. (1965) individuano la superficie di scorrimento e quindi la larghezza del cuneo di spinta indicate in figura 68.

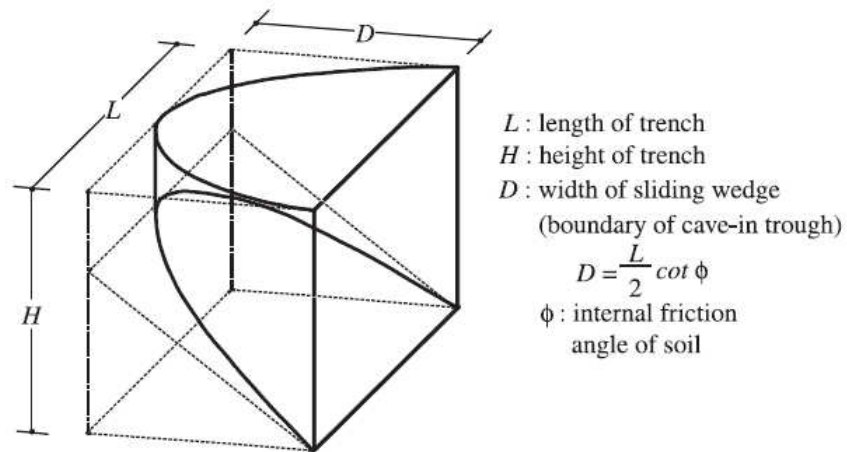


Figura 68. Forma della superficie di scorrimento proposta da Piaskowski et al. (1965)

La larghezza della superficie di scorrimento dipende quindi essenzialmente dalla lunghezza del pannello e dall'angolo di attrito; considerando un angolo di attrito variabile tra i 26 ed i 45 gradi si ottiene una larghezza del cuneo di spinta variabile rispettivamente tra 0,5 e 1 volta la lunghezza del pannello.

Washbourne individua le superfici di scorrimento e quindi la larghezza del cuneo di spinta indicate in figura 69.

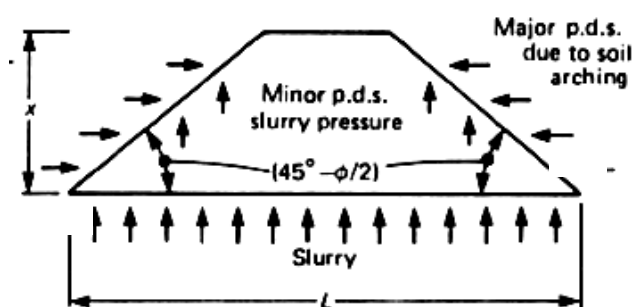


Fig. 2a. Plan of simple idealised 3-dimensional wedge with L greater than $2D$

$$x = D \tan(45^\circ - \phi/2)$$

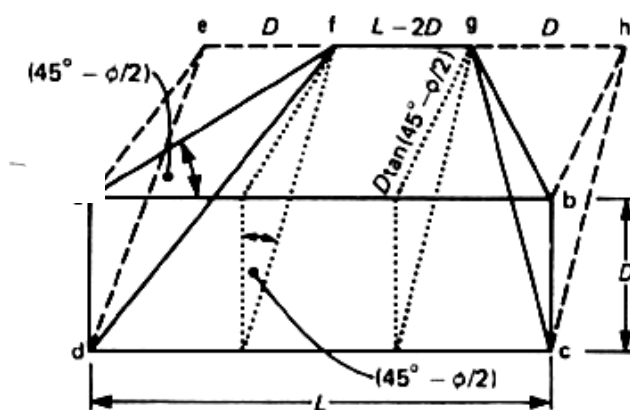


Fig. 2b. Oblique view of simple idealised 3-dimensional wedge with L greater than $2D$

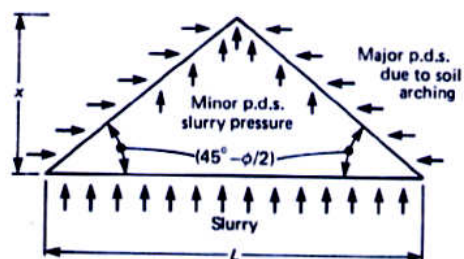


Fig. 5a. Plan of simple idealised 3-dimensional wedge with L less than $2D$

$$x = L/2 \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$\text{Plan area} = \frac{L^2}{4} \tan(45^\circ - \phi/2)$$

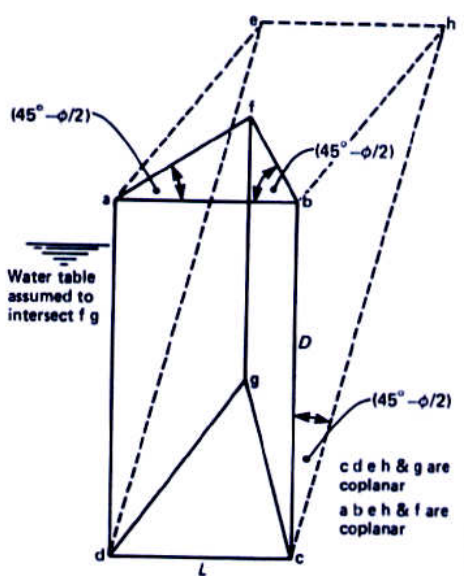


Figura 69. Forma della superficie di scorrimento proposta da Washbourne (1984)

Nel caso di trincee più larghe che profonde (o per quanto riguarda i primi metri di scavo di un pannello profondo) la larghezza del cuneo di spinta risulta quindi compresa tra 0,4 volte (per $\phi' = 45^\circ$) e 0,7 volte (per $\phi' = 20^\circ$) la massima profondità di scavo.

Nel caso di pannelli profondi la larghezza del cuneo di spinta risulta quindi compresa tra 0,2 volte (per $\phi' = 45^\circ$) e 0,35 volte (per $\phi' = 20^\circ$) la larghezza del pannello.

Considerando il modello proposto da Fox vengono riportati in fig. 70 e 71 i diagrammi della larghezza del cuneo instabile in funzione della profondità del pannello, considerando i casi presi in esempio nella figura 66; tale profondità dipende poco dalla coesione e dall'angolo di attrito e molto dalla profondità del pannello.

In particolare si osservano larghezze del cuneo instabile maggiori che nei due metodi appena esposti, che, per tale aspetto, sembrerebbero essere più affidabili, tenendo conto anche di analisi numeriche riportate in seguito.

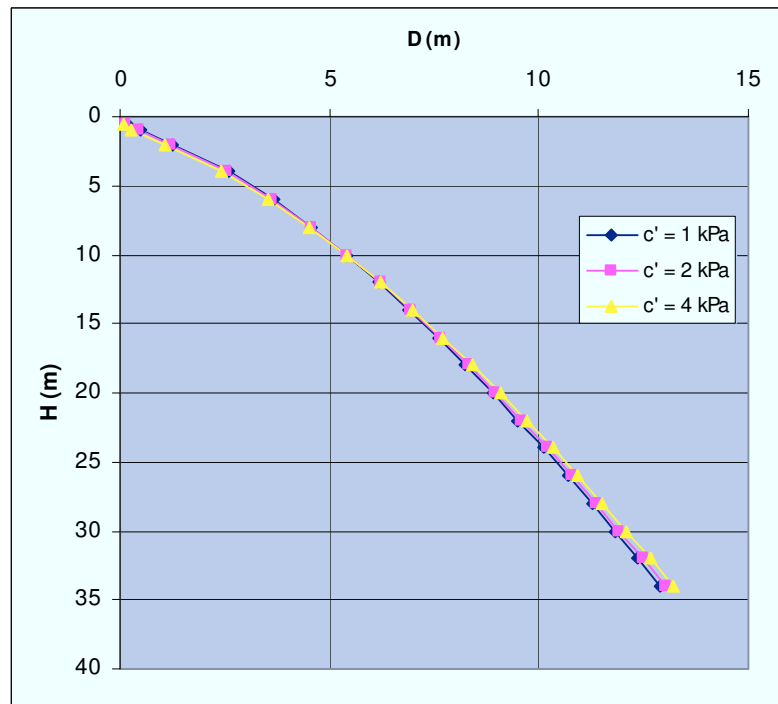


Figura 70. Variazione della larghezza el cuneo instabile in funzione della profondità del pannello e della coesione

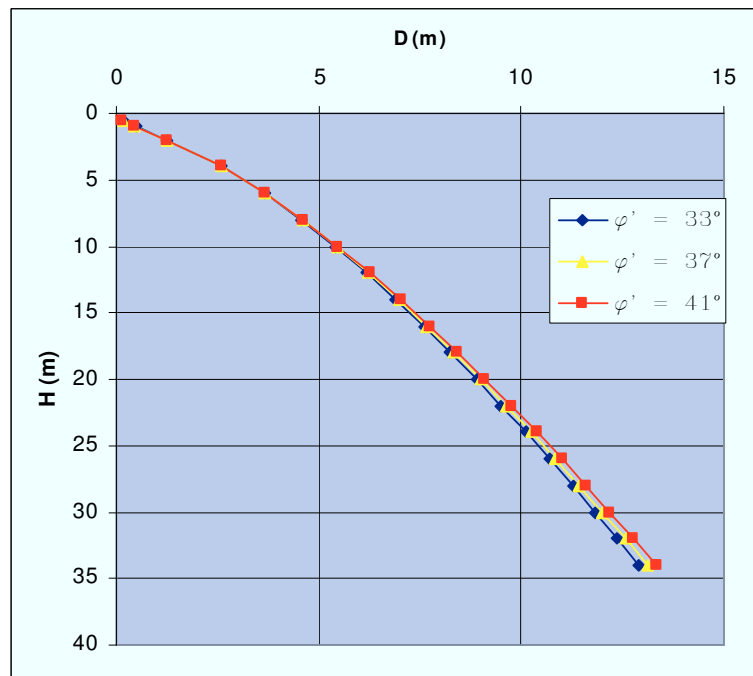


Figura 71. Variazione della larghezza del cuneo instabile in funzione della profondità del pannello e dell'angolo di attrito

Analisi numeriche

Con la diffusione di computer con velocità di elaborazione sempre maggiore è diventato sempre più frequente, anche nella pratica professionale, l'utilizzo di codici di calcolo numerici sia bidimensionali che tridimensionali per la risoluzione di problemi geotecnici.

L'uso di tali strumenti, sebbene porti ad un più lungo tempo di calcolo, ha il vantaggio di superare le difficoltà che si hanno quando l'analisi riguarda problemi non semplici, come il caso di terreni stratificati, di geometrie del pannello diverse da quella rettangolare e di eventuali carichi posti in superficie, ma il vantaggio maggiore di tali analisi è che la superficie di scorrimento deriva dall'analisi e non è stabilita in nessun modo a priori.

Ugai e Leshchinsky (1995) mostrano un buon accordo tra i coefficienti di sicurezza relativi alla stabilità di una trincea (di profondità pari ad un terzo della lunghezza) calcolati con metodi dell'equilibrio limite (2D e 3D) ed analisi agli elementi finiti (2D e 3D).

Il coefficiente di sicurezza considerato nelle analisi agli elementi finiti è quello per il quale andrebbero divise la coesione a la tangente dell'angolo di attrito per provocare l'instabilità; tali valori a rottura sarebbero quindi:

$$c_F = \frac{c}{F}$$

$$\varphi_F = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi}{F} \right)$$

Brzakala e Gorska (2008) studiano il fenomeno utilizzando sia l'equilibrio limite, ipotizzando la superficie di scorrimento in figura 72, sia l'analisi FEM, utilizzando il codice agli elementi finiti Plaxis 3D Foundation.

In figura 73 si mostra il cuneo di spinta da loro individuato per mezzo di analisi FEM come la porzione di terreno che subisce gli spostamenti maggiori (in rosso).

In figura 74 mostrano la relazione tra i coefficienti di sicurezza ottenuti tramite analisi limite ed analisi agli elementi finiti si noti come nel loro caso il coefficiente di sicurezza stimato tramite FEM è maggiore di quello stimato tramite equilibrio limite.

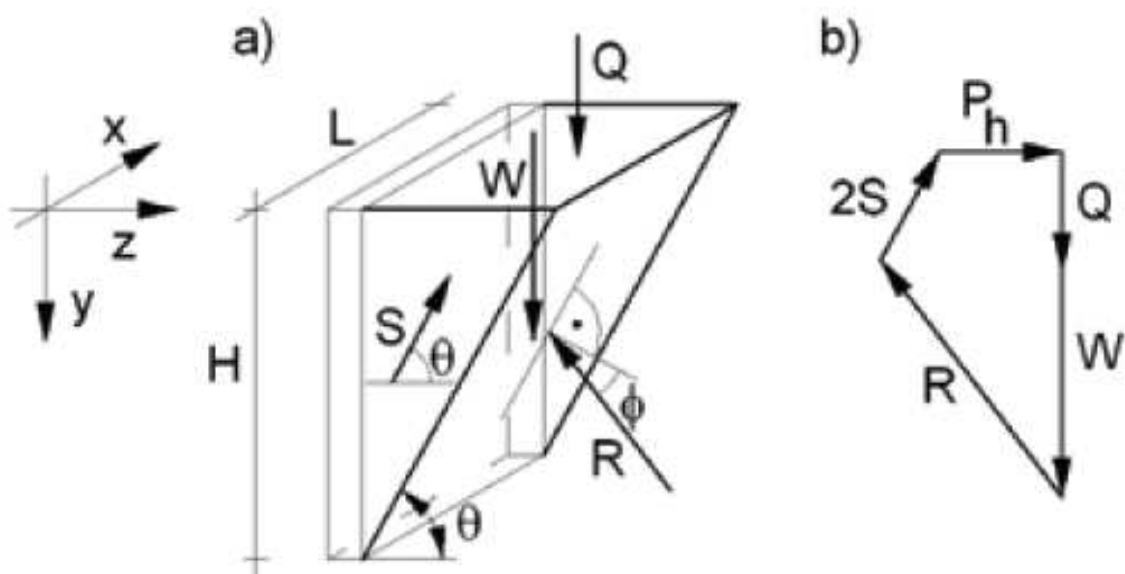


Figura 72. Forma del cuneo instabile considerato da Brzakala e Gorska (2008)

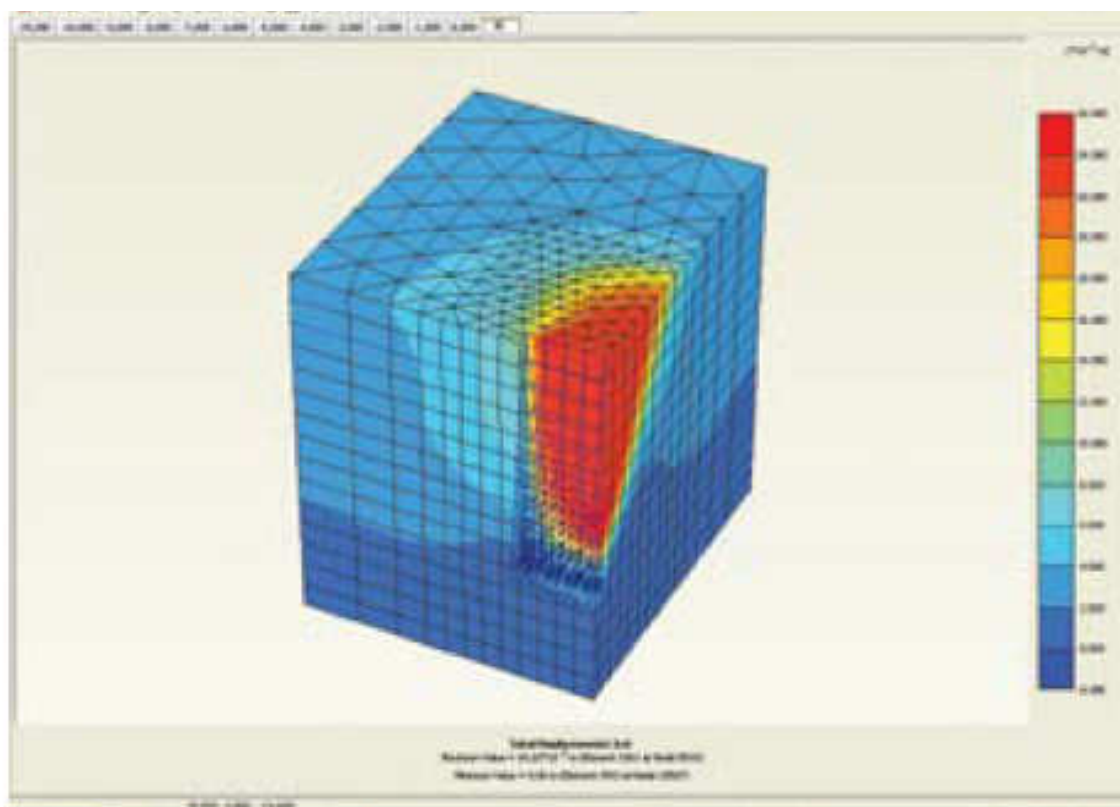


Figura 73. Forma del cuneo instabile individuato tramite FEM da Brzakala e Gorska (2008)

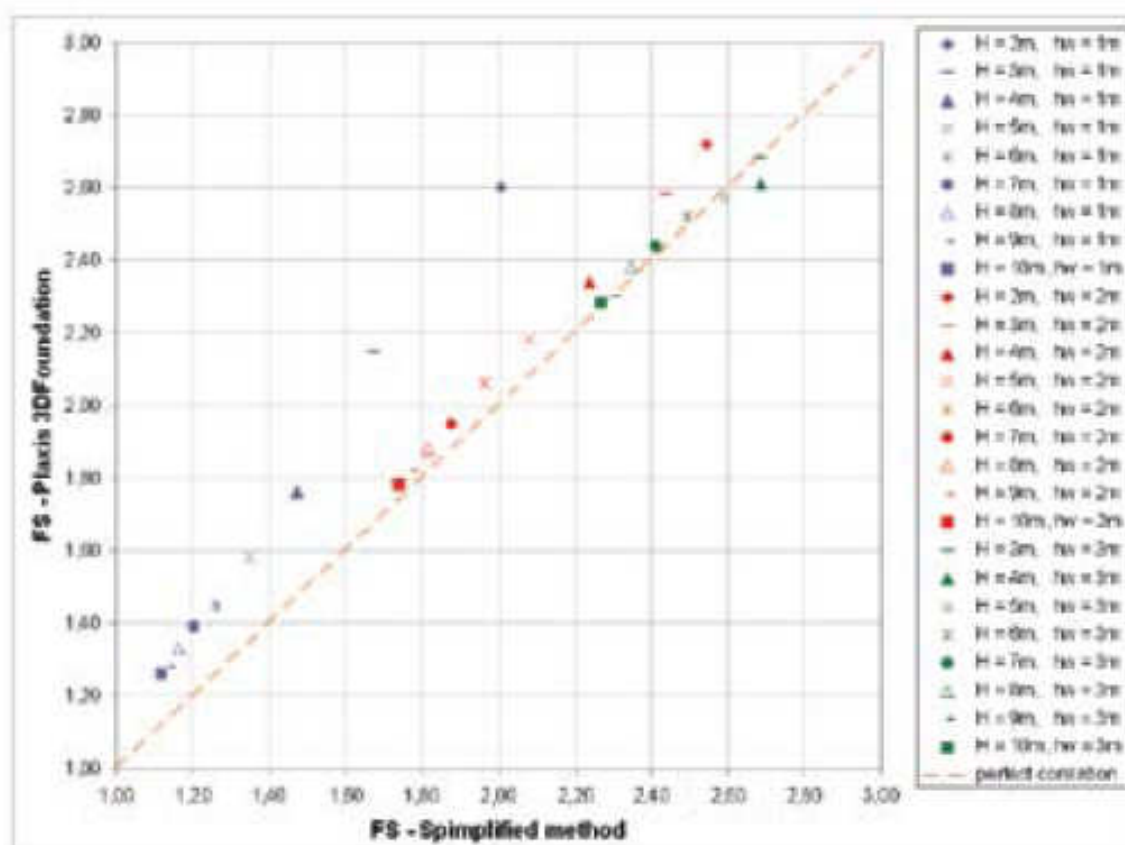


Figura 74. Confronto tra coefficienti di sicurezza calcolati con FEM ed equilibrio limite da Brzakala e Gorska (2008)

Anche Lachler et al. (2007) fanno un confronto tra analisi limite e FEM, utilizzando la stessa superficie di scorrimento, per l'analisi limite, e lo stesso codice di calcolo di Brzakala e Gorska (2008), ma, nel loro caso il coefficiente di sicurezza calcolato tramite analisi limite risulta superiore rispetto a quello calcolato tramite FEM.

Tale divergenza di risultati tra questi autori può essere spiegata in vari modi:

- diversa utilizzazione dell'analisi limite ed in particolare diversa stima delle spinte agenti sulle superfici laterali del cuneo
- diversa scelta dei parametri iterativi del codice di calcolo (tolleranza dell'errore e numero di iterazioni), l'importanza della scelta di tali parametri è mostrata da Hammah et al. (2005)
- diversa finezza del reticolo degli elementi finiti

Anche Lachler et al. (2007) osservano inoltre che il coefficiente di sicurezza calcolato tramite FEM eseguendo lo scavo in un'unica fase è lo stesso che si ottiene utilizzando molte fasi intermedie.

Mostrano infine che scavando oltre una determinata altezza critica il coefficiente di sicurezza rimane costante.

Nel corso della realizzazione del parcheggio sotterraneo di largo Celebrano (Napoli), del quale si parlerà in seguito, sono stati realizzati dei pannelli rettangolari, posizionati all'interno del perimetro della paratia ed avente funzione irrigidente per la stessa. Le altezze di tali pannelli sono variabili tra i 25 e i 28 m; le dimensioni in pianta sono costanti e pari a 0,5 m x 5,5 m.

Lo scavo di tali pannelli non è stato sostenuto da fanghi, la stabilità è stata garantita presumibilmente dalla coesione apparente, dall'attrito del terreno parzialmente saturo e dall'effetto arco instauratosi nel terreno.

Durante l'esecuzione di uno di tali pannelli si è però avuto il collasso dello scavo.



Figura 75. Collasso di un pannello realizzato a Napoli (Largo Celebrano)

Come visto in precedenza i fattori dai quali dipende la stabilità di un siffatto scavo sono diversi. Sono quindi state condotte una serie di analisi agli elementi finiti per tentare di mettere in evidenza l'importanza di alcuni di questi fattori.

Un fattore da considerare, che però generalmente viene trascurato, è la posizione delle macchina operatrice (benna o idrofresa) nei confronti del pannello che sta eseguendo; in figura 76 si osservano due diverse posizioni della macchina scavatrice nei confronti del pannello.

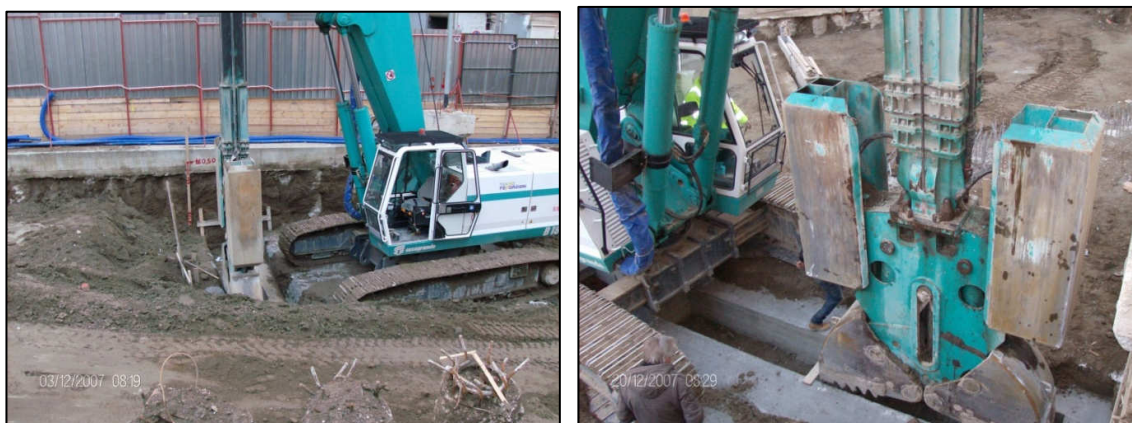


Figura 76. Posizione della macchina operatrice rispetto ai pannelli

Se viene meno la stabilità di un tale scavo, generalmente si forma una superficie di scorrimento in corrispondenza del lato lungo del pannello. Nel caso in cui la macchina escavatrice si trovi in corrispondenza di tale superficie, potrebbe, con il suo peso, aggravare ulteriormente i carichi e quindi ridurre il coefficiente di sicurezza

Si è quindi deciso di eseguire una serie di analisi numeriche per meglio indagare gli effetti di alcuni di questi fattori.

3.1.3 *Analisi numeriche*

Data la natura fortemente tridimensionale del problema in esame si è deciso di utilizzare un codice di calcolo tridimensionale, orientandosi su Plaxis 3D Foundation anche per la natura commerciale di questo.

Non ci si dilunga sulla descrizione di tale codice di calcolo, ben noto, e si rimanda per essa ai manuali specifici.

Sono quindi state eseguite una serie di analisi facendo variare le dimensioni in pianta del pannello, la posizione della macchina scavatrice rispetto a questo ed il valore della coesione del terreno; le altre caratteristiche del terreno (non fatte variare) sono state scelte simili a quelle riscontrabili nei terreni piroclastici del napoletano.

Il modello costitutivo utilizzato è l'*Hardening Soils Model*. È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello esprime la dipendenza della rigidezza dal livello di sforzo secondo una legge esponenziale, opera una distinzione tra il comportamento di primo carico (elastoplastico) e quello di scarico-ricarico (elastico) e prevede un criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb. Per ulteriori informazioni su tale modello si rimanda ai manuali del codice di calcolo Plaxis ed alle pubblicazioni dedicate (Schanz et al. 1999)

Sulla base della grande mole di dati sperimentali disponibili sulle pozzolane, si è eseguita un'analisi in termini di tensioni totali, tenendo in conto dell'effetto della non saturazione

attraverso una coesione equivalente, spesso indicata come apparente proprio perché non reale, ma legata ad una condizione fisica e meccanica particolare (appunto, la non saturazione).

Si è assunto un peso dell'unità di volume (non saturo) pari a 12 kN/m^3 , angolo di attrito di 35° , angolo di dilatanza pari a 5° , è stata considerata nulla la massima tensione di trazione ed una coesione variabile tra 1 e 15 kPa.

Data la simmetria del problema si è potuto considerare un volume di controllo ridotto; nel caso di pannello e presenza di macchina operatrice si ha una simmetria semplice, nel caso di assenza di macchina operatrice, una simmetria doppia (vedi figura 77).

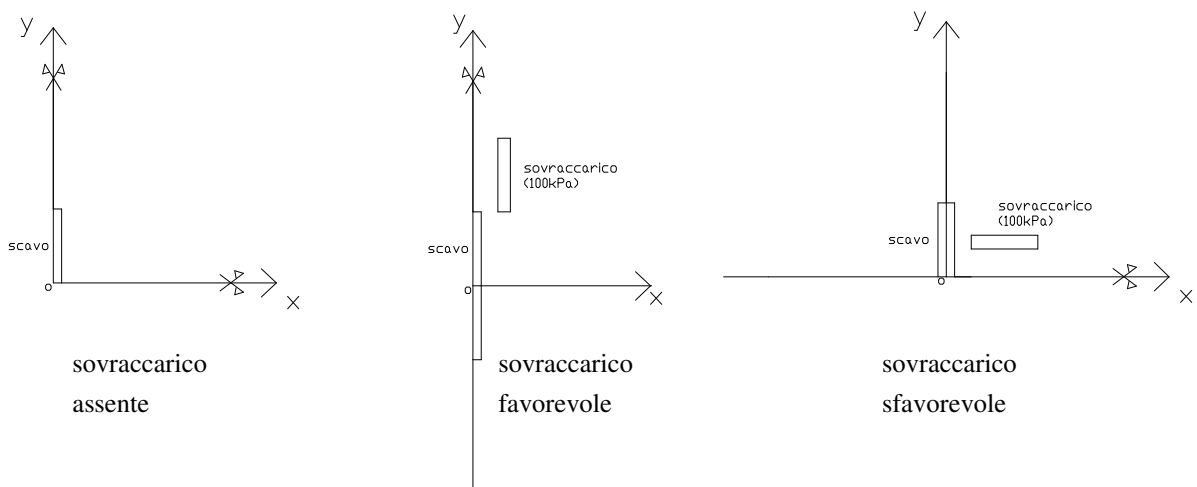


Figura 77. Schemi della posizione reciproca tra sovraccarico e pannello e condizioni di simmetria utilizzate nelle analisi agli elementi finiti

Il primo dei tre schemi della figura rappresenta l'assenza di macchina operatrice, il secondo la presenza di macchina posta in posizione considerevole vantaggiosa nei confronti dello scavo, il terzo con macchina posta in posizione svantaggiosa, in corrispondenza del probabile cuneo instabile.

La *mesh* utilizzata (per la doppia simmetria) è riportata in figura 78 e conta circa 22000 elementi, negli altri due casi il numero degli elementi è doppio ed è quindi di poco al di sotto del massimo numero di elementi supportati dall'hardware e dal software utilizzati.

Il volume di controllo è un parallelepipedo avente altezza pari a 100 m e dimensioni in pianta pari a 50 m X 50 m.

La zona adiacente il pannello presenta un reticolo più fitto; la superficie di scorrimento individuata in seguito alle analisi si trova sempre all'interno di questa zona infittita.

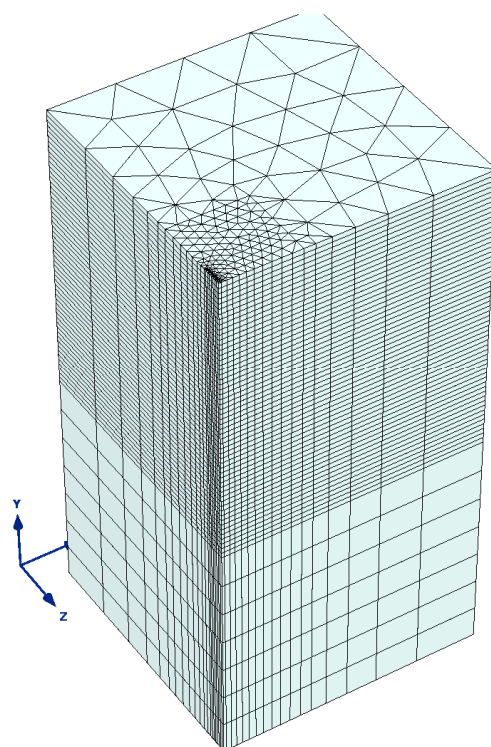


Figura 78. Mesh tridimensionale utilizzata

Nelle varie analisi eseguite, si è scavato progressivamente l'interno del pannello, per passi di 1 m, fino ad arrivare a rottura, individuando così l'altezza critica.

Si è assunta come condizione di rottura la non convergenza dell'analisi, come proposto da diversi autori (Griffiths and Lane 1999), la conferma dell'avvenuta rottura si è poi avuta tramite l'analisi dei file di output e l'individuazione di una superficie di scorrimento.

Il parametro di controllo dell'errore globale utilizzato in PLAXIS è legato alla somma delle intensità delle forze nodali squilibrate. Il termine 'forze nodali squilibrate' si riferisce alla differenza tra i carichi esterni e le forze che sono in equilibrio con lo stato tensionale corrente. Per ottenere questo parametro, i carichi squilibrati sono adimensionalizzati in questo modo:

$$\text{ErroreGlobale} = \frac{\sum |\text{ForzeNodaliSquilibrate}|}{\sum |\text{CarichiAttivi}|}$$

Il programma considera che l'analisi converge quando l'errore globale è inferiore ad una determinata tolleranza stabilita dall'utente; nelle impostazioni iniziali del Plaxis la tolleranza dell'errore globale è impostata a 0,01. Per il caso in questione la si è abbassata a 0,001; mentre il numero massimo di iterazioni è stato alzato da 50 a 100 (massimo consentito).

Si è diminuita la tolleranza per evitare che si avesse convergenza anche quando in realtà non dovrebbe esserci; si è aumentato il numero di iterazioni per evitare che non vi sia convergenza quando dovrebbe esserci.

Come detto in precedenza, per controllare l'avvenuto collasso del pannello si è proceduto all'analisi del file di output di Plaxis.

La superficie di scorrimento può essere individuata in vari modi:

- osservando il diagramma delle deformazioni di taglio assolute o incrementali (vedi figure 79, 80, 81), alla superficie di rottura corrispondono le massime deformazioni;
- osservando il diagramma delle tensioni tangenziali normalizzate rispetto a quelle massime (vedi figura 82); la zona in cui si ha valore del rapporto pari a 1 corrisponde ad una zona di rottura ed individua quindi la superficie di scorrimento;
- osservando i punti di plasticizzazione; nella zona in cui si ha rottura si osserveranno elementi le cui tensioni si troveranno sulla retta di Mohr-Coulomb o di “*tension cut off*” (fig. 83).

Le superfici individuate utilizzando i vari metodi sono in genere approssimativamente coincidenti, è quindi possibile scegliere il preferito anche in funzione della chiarezza grafica che si riesce ad ottenere di caso in caso. Per avere però una conferma dell'avvenuto collasso non ci può basare solo sulle deformazioni di taglio, ma bisogna far riferimento congiuntamente alle tensioni di taglio normalizzate ed ai punti di plasticizzazione.

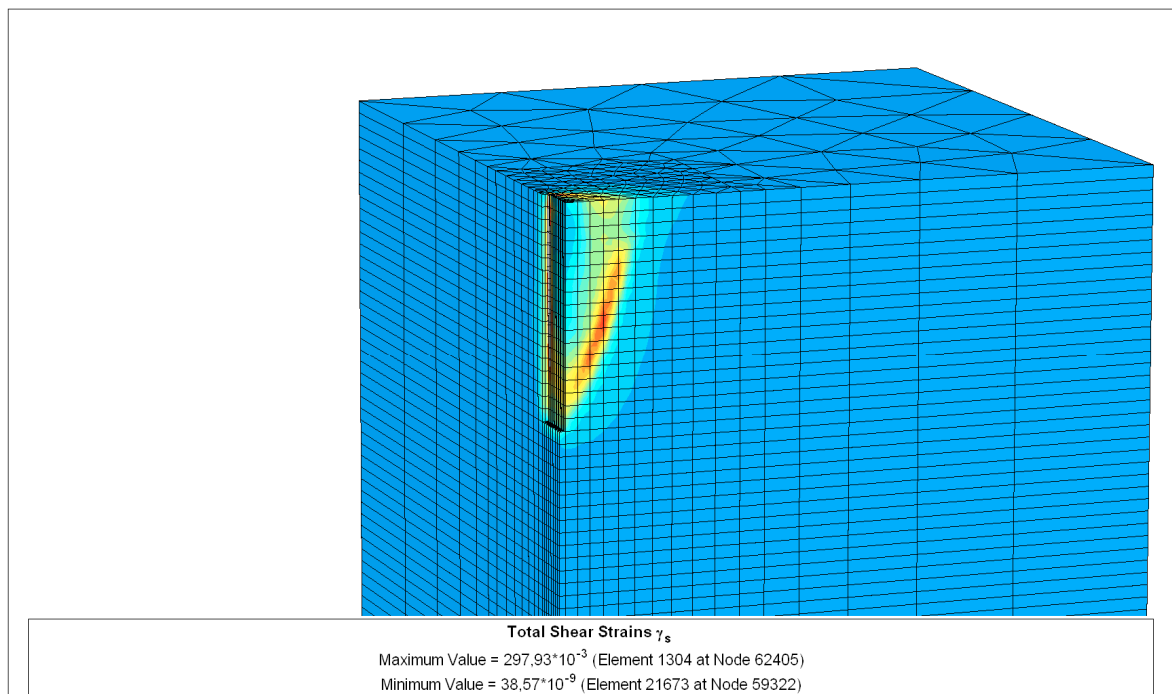


Figura 79. Diagramma delle massime deformazioni di taglio a rottura

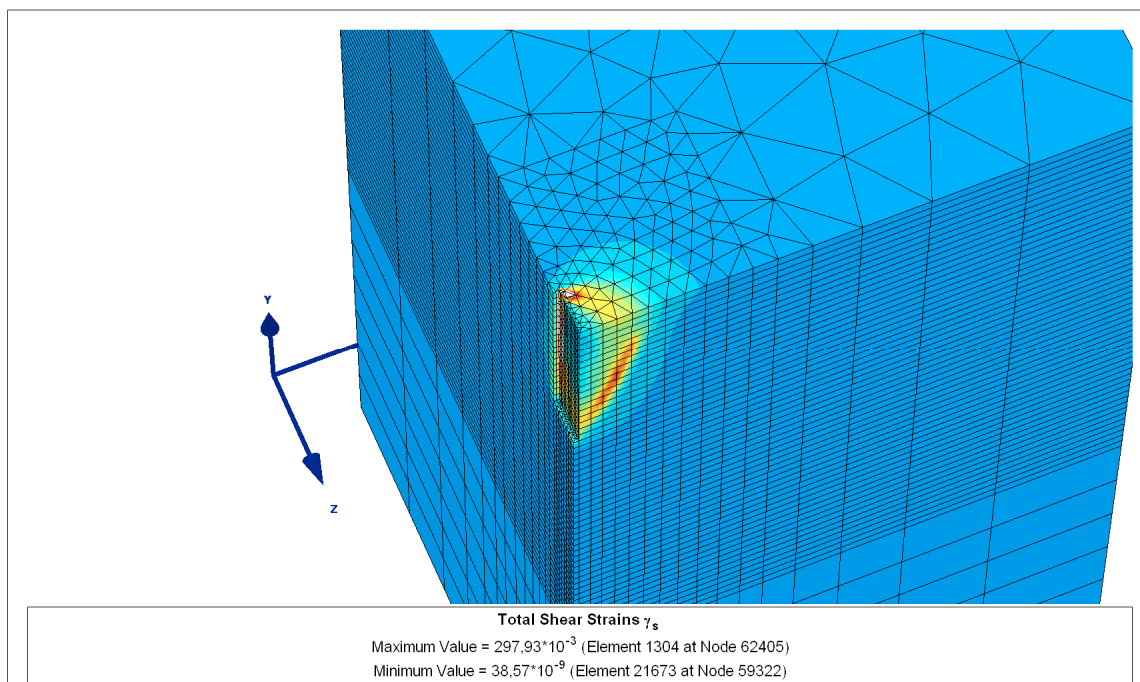


Figura 80. Diagramma delle massime deformazioni di taglio a rottura

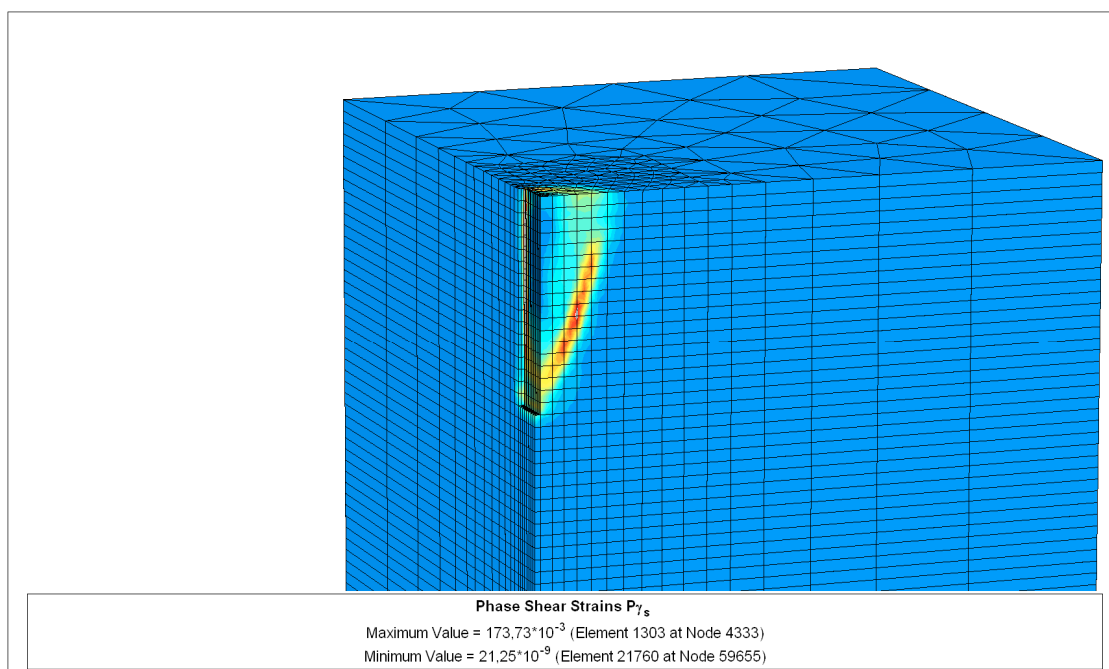


Figura 81. Diagramma delle deformazioni di taglio incrementali a rottura

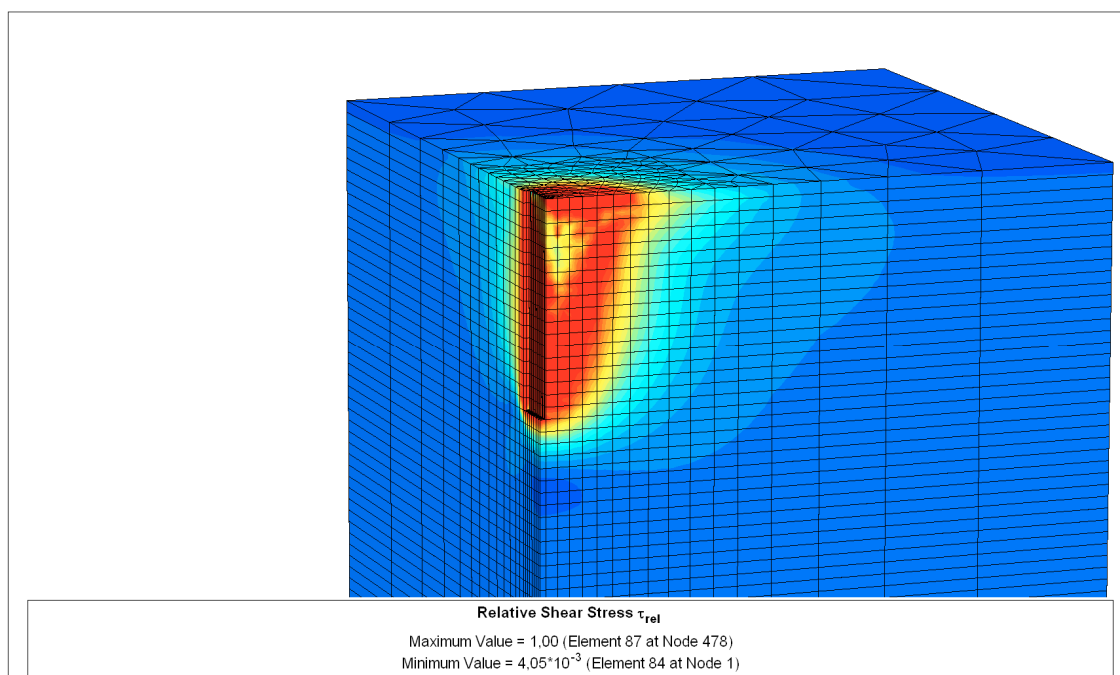


Figura 82. Diagramma delle tensioni tangenziali relative (rispetto alla massima possibile) a rottura

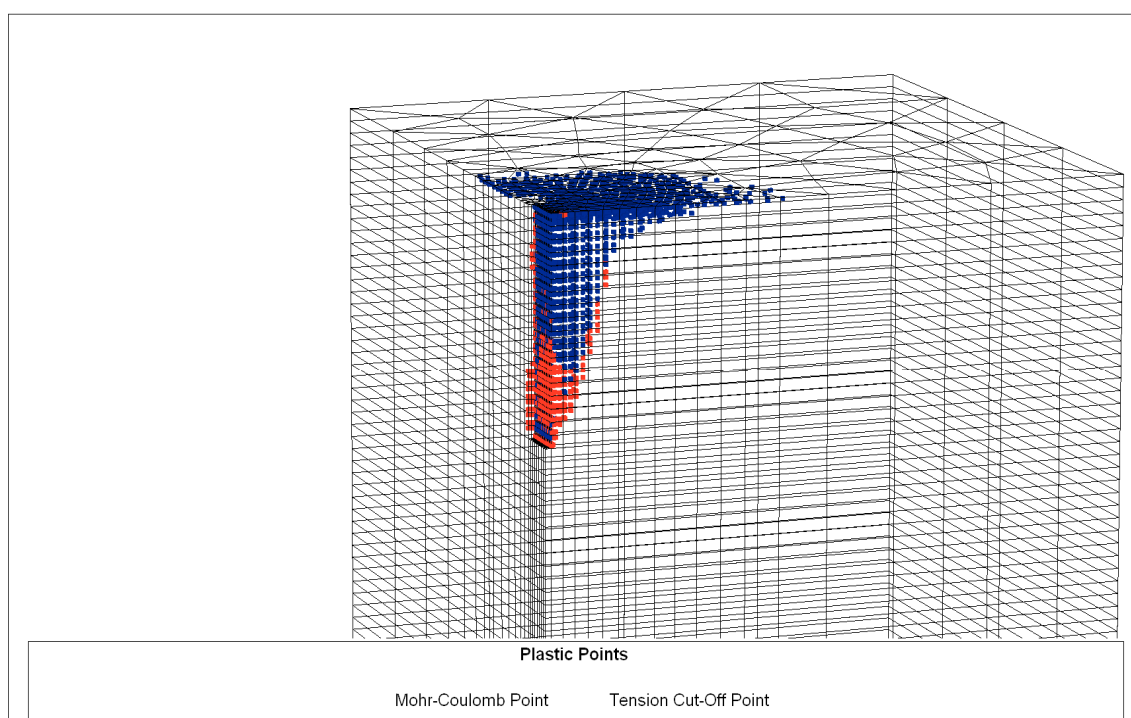


Figura 83. Diagramma punti plastici a rottura

Da tali grafici si può dedurre la forma della superficie di scorrimento, che per sezioni orizzontali è approssimabile ad un arco di circonferenza avente per corda il lato lungo del pannello, per sezioni verticali è una curva, la cui curvatura si riduce al diminuire della coesione (vedi fig. 84); per coesioni maggiori si ha una curva alla base, che verso l'alto diventa sub verticale.

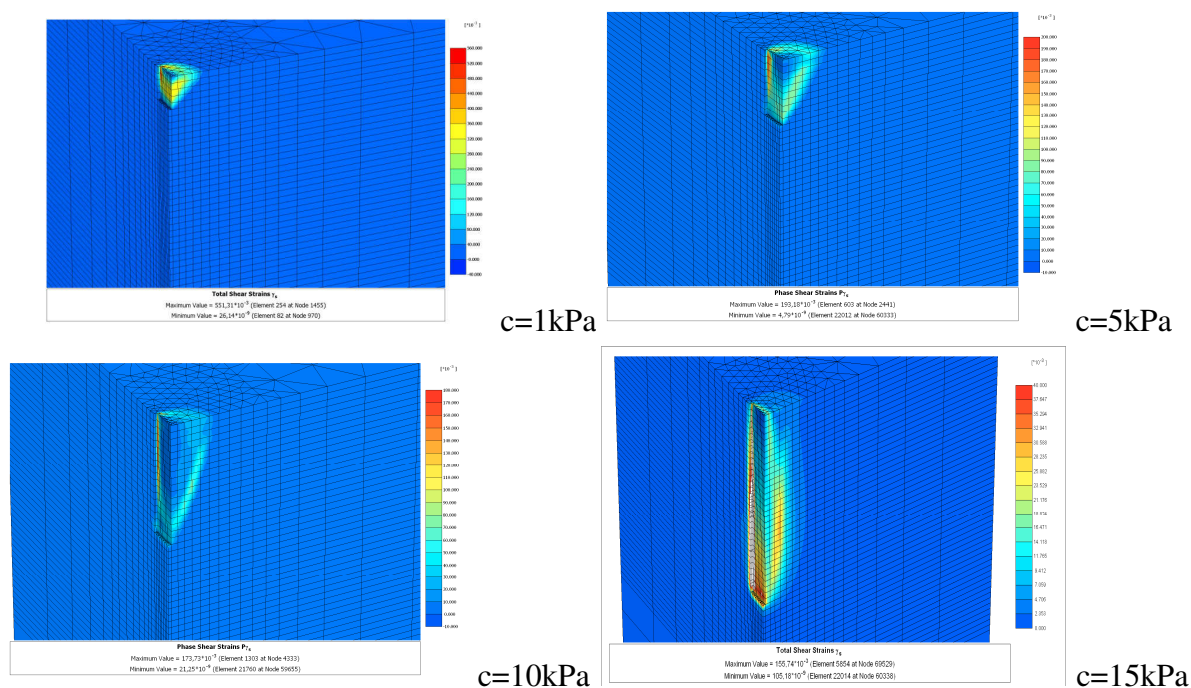


Figura 84. Variazione della forma della superficie di scorrimento al variare della coesione

Dalla figura 83 si osserva che alla base della superficie di scorrimento si hanno prevalentemente “punti di Mohr-Coulomb” (in rosso, rottura per taglio) mentre nella zona più superficiale si ha prevalenza di “punti di *tension cut off*” (in blu, rottura per trazione), tale fenomeno aumenta con il crescere della coesione.

Si osservano dei “punti di *tension cut off*” anche al di là della superficie di scorrimento, allo stesso modo Tsai et al. (2000) nel test in vera grandezza descritto in precedenza osservano la formazione di fratture di trazione al di là della superficie di scorrimento.

L’analisi parametrica che si è eseguita è da considerarsi valida solo in via qualitativa in quanto tali analisi a rottura, oltre a dipendere dalla tolleranza e dal criterio di rottura adottati, possono essere molto sensibili alla finezza del reticolo, che però non può spingersi oltre un certo limite determinato anche dalle caratteristiche del computer e del codice di calcolo utilizzato.

Nella tabella 4 sono state schematizzate le analisi eseguite; la B indica lo spessore del pannello, la L la larghezza, la c' la coesione del terreno. La colonna “posizione” è riferita alla

macchina operatrice, a tale colonna si assegna “n” se la macchina non è simulata, “f” se simulata in posizione favorevole ed “s” se simulata in posizione sfavorevole. Il sovraccarico vale 100 kPa, è distribuito su due (per la simmetria della *mesh*) superfici rettangolari di circa 3 m² ciascuna (rappresentanti il contatto tra cingoli della macchina e terreno) ed è paragonabile a quello esplicato da una macchina operatrice di 60t.

Nell’ultima colonna è riportata la profondità di scavo per la quale non si è raggiunta la convergenza.

Generalmente, la superficie di scorrimento parte da una posizione di poco superiore al fondo scavo, circa 1 o 2 m.

Tabella 4. Analisi eseguite

B (m)	L (m)	Posizione	c' (kPa)	hc (m)
0,4	8	n	1-5-10-15	8-12-19-34
1	8	n	1-5-10-15	5-10-18-34
0,4	6-8-10-12	n	10	33-19-15-13
1	6-8-10-12	n	10	32-18-14-12
1	6-8-10-12	f	10	36-18-14-13
1	6-8-10-12	s	10	26-3-3-3
1	8	f	1-5-10-15	2-4-18-38
1	8	s	1-5-10-15	2-2-3-33
0,4	6-8-10-12	f	10	33-19-14-12
1	6-8-10-12	f	10	36-18-14-12

Tali risultati assumono una leggibilità maggiore se riportati in diagrammi, come fatto di seguito.

In figura 86 si osserva come varia l’altezza critica in funzione di coesione e posizione del sovraccarico, considerando un pannello di dimensioni in pianta 8m x 1m.

La curva teorica bidimensionale è stata ottenuta utilizzando il metodo di Culmann applicato a trincee. Non si riportano in tale figura i risultati delle analisi dell’equilibrio limite tridimensionale perché nella maggior parte dei casi danno (come si vedrà di seguito), all’aumentare della profondità, un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, rendendo quindi impossibile individuare l’altezza critica.

Tale metodo restituisce un’altezza critica pari a:

$$h_{cr} = \frac{4 \cdot c'}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right]$$

Essendo β (individuato in figura 85) pari a 90°.

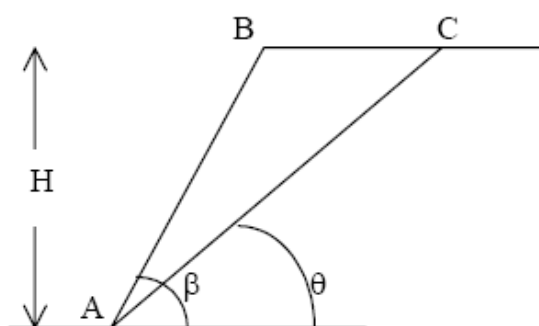


Figura 85. Cuneo di Culmann

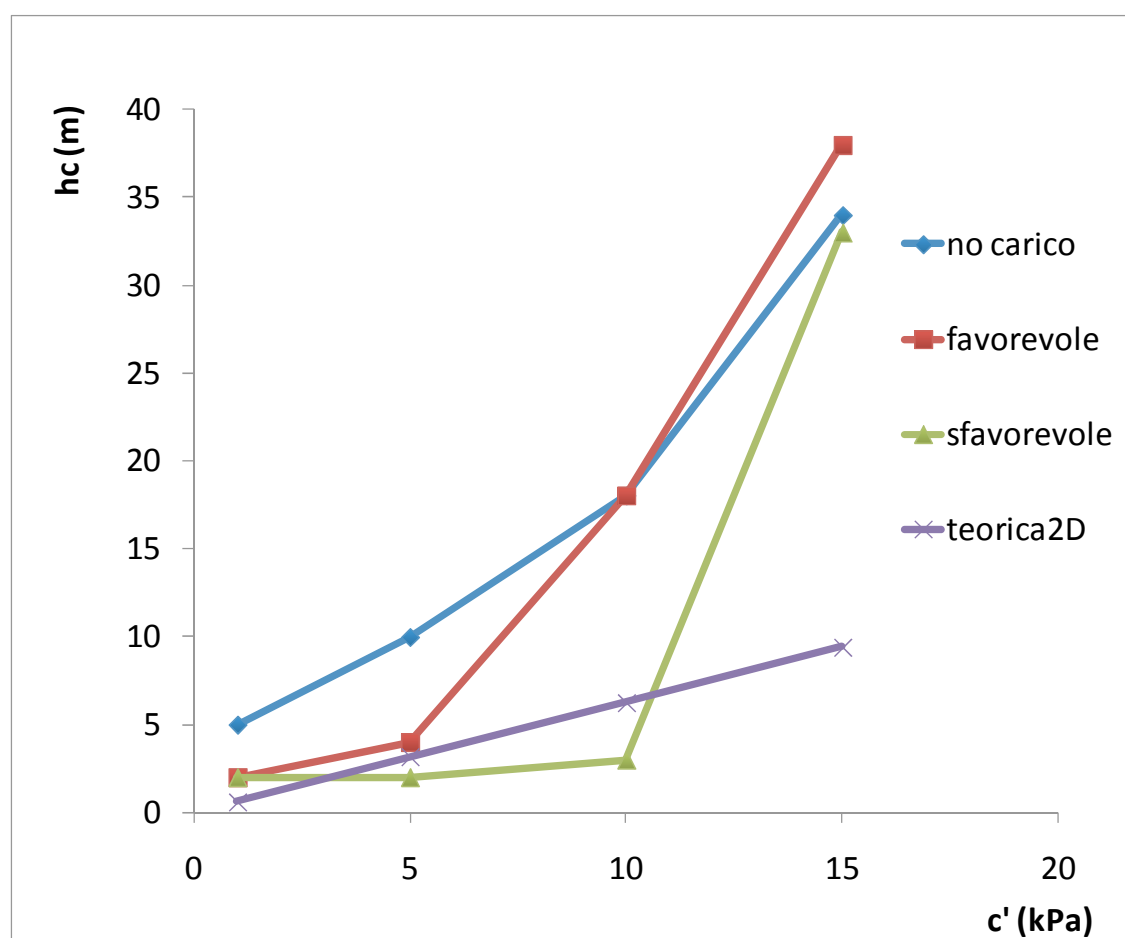


Figura 86. Variazione dell'altezza critica di scavo al variare della coesione e delle condizioni di carico ($L = 8\text{ m}$)

Le quattro curve presentano tutte (come era prevedibile) l'aumentare dell'altezza critica al crescere della coesione. Mentre la curva teorica mostra una relazione lineare tra coesione e altezza critica, quelle ottenute dalle analisi ci mostrano una dipendenza più che lineare.

Come atteso le altezze critiche teoriche ricavate da analisi bidimensionali sono generalmente inferiori a quella derivanti dalle analisi FEM, eccetto per il caso di sovraccarico posto in posizione sfavorevole e per valori della coesione bassi. Ciò può essere sicuramente attribuito ad un effetto tridimensionale che la formula teorica bidimensionale non è in grado di cogliere.

Sono state eseguite delle analisi utilizzando una coesione di 20 kPa, ma per tale valore non si è riuscita a determinare l'altezza critica in quanto questa è risultata maggiore della massima profondità considerata (50 m).

Si osserva che, per bassi valori della coesione, il caso di assenza di carico dà le altezze critiche maggiori, mentre quello con il carico posto in posizione sfavorevole dà le minori; all'aumentare della coesione, le differenze vanno eliminandosi. Per il caso del sovraccarico posto in posizione favorevole si hanno h_c maggiori, a causa dell'incremento della tensione di confinamento causato dal sovraccarico.

Per coesioni basse, il sovraccarico gioca un ruolo determinante nella formazione della superficie di scorrimento, che generalmente comprende tale sovraccarico (vedi fig. 87 e 89); ciò non si verifica per coesioni maggiori.

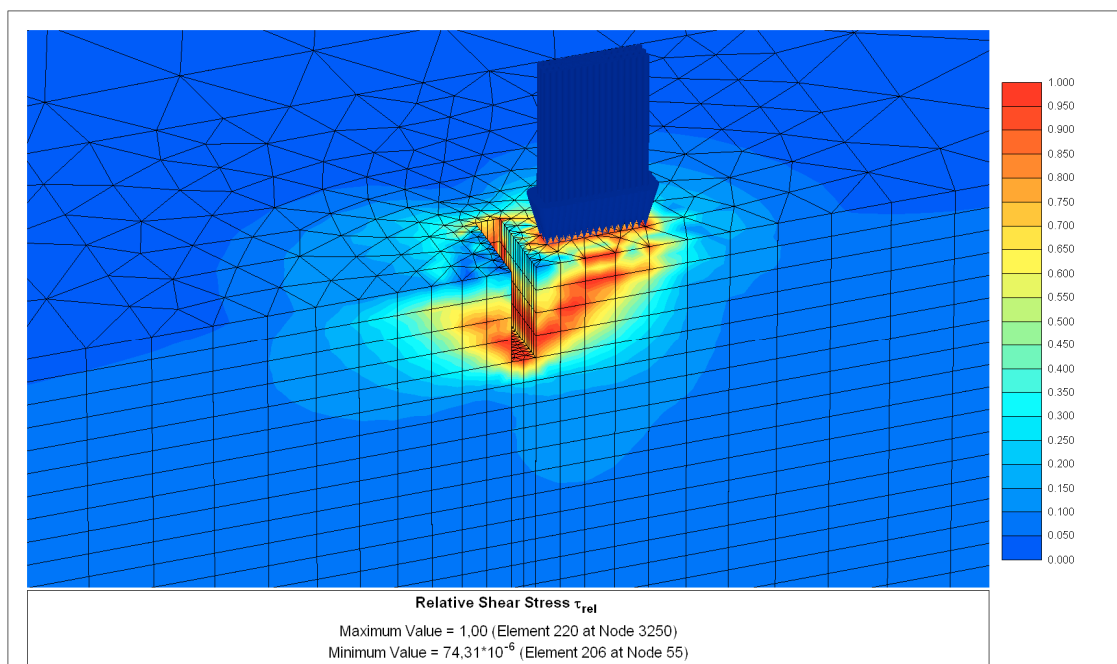


Figura 87. Forma della superficie di scorrimento in caso di sovraccarico posto in posizione sfavorevole

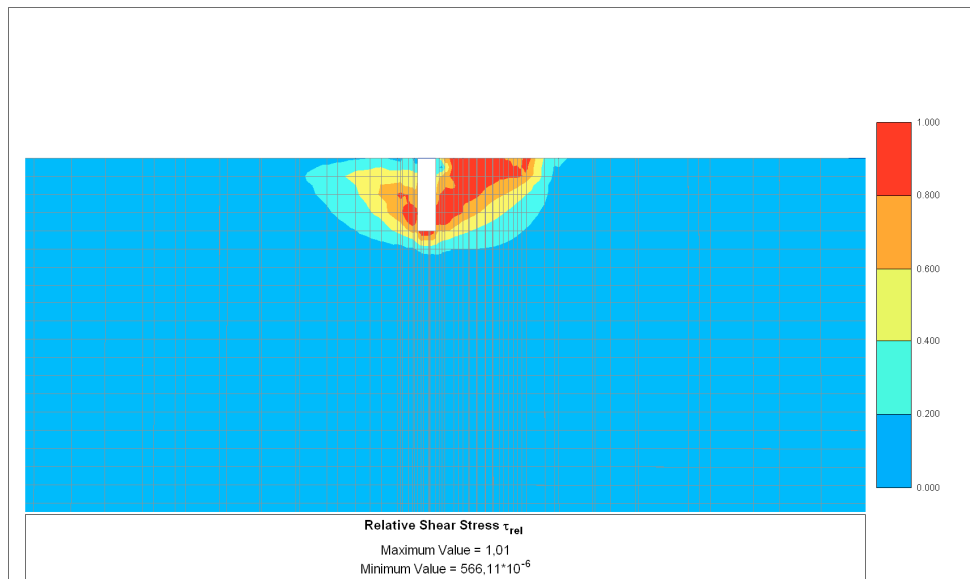


Figura 88. Forma della superficie di scorrimento in caso di sovraccarico posto in posizione sfavorevole

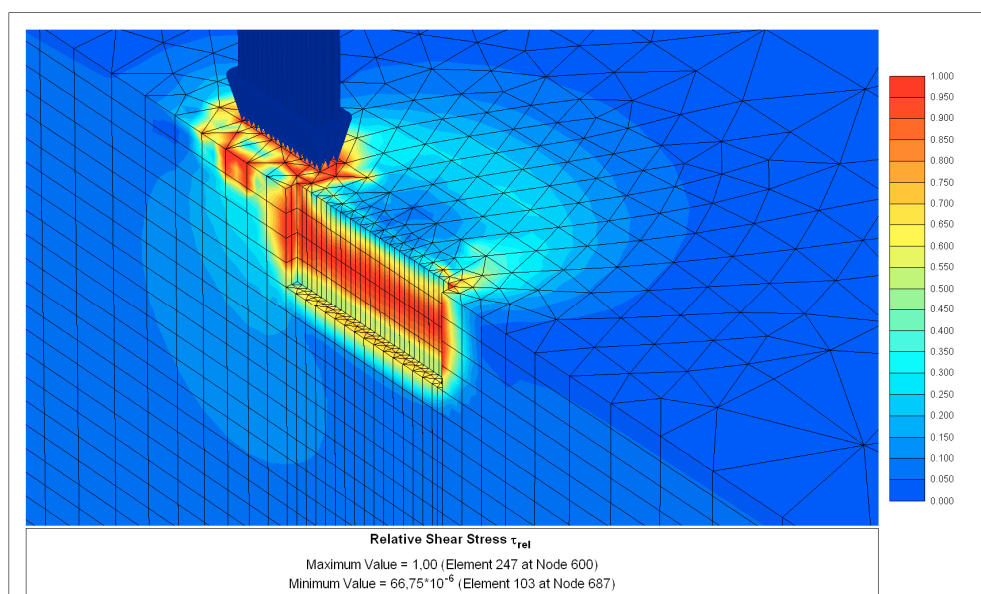


Figura 89. Sforzo di taglio mobilitato a rottura in caso di sovraccarico posto in posizione favorevole

In figura 90, mantenendo costante la coesione (10 kPa) e la larghezza del pannello (1 m) si è fatto variare la lunghezza del pannello e la posizione del sovraccarico.

Si osserva che non considerando il sovraccarico, o considerandolo in posizione favorevole, si ottiene la stessa h_c tranne che per i valori inferiori della lunghezza. Il sovraccarico in posizione favorevole ha l'effetto, positivo per la stabilità, di aumentare la tensione media, ma non quella deviatorica in corrispondenza della superficie di scorrimento. Tale effetto influenza una percentuale crescente di superficie di scorrimento al diminuire della L , quindi al

diminuire di L va aumentando l'effetto stabilizzante del sovraccarico posto in posizione favorevole.

L'altezza critica dei casi in cui si ha sovraccarico in posizione sfavorevole è generalmente inferiore a quella degli altri casi.

Si può sempre osservare l'aumentare dell'altezza critica al diminuire della lunghezza del pannello. Ciò è dovuto ad una maggior importanza dell'effetto arco, e dei benefici effetti di questo, per i pannelli di lunghezza inferiore.

Nel caso di sovraccarico in posizione sfavorevole, per lunghezza del pannello superiore a 10 m, l'altezza critica rimane costante, a causa del fatto che in questi casi il sovraccarico è posto all'interno della superficie di scorrimento e non interagisce con i bordi.

Al diminuire della lunghezza del pannello avvengono due fenomeni:

- aumenta l'interazione tra sovraccarico e bordi del pannello che vanno ad ostacolare l'azione instabilizzante del sovraccarico
- aumenta la porzione di sovraccarico che si trova al di fuori della superficie di scorrimento, tale porzione non dà più un contributo instabilizzante, ma stabilizzante

Ci si può aspettare che diminuendo ancora la lunghezza del pannello diventi maggiore la porzione di carico che dà un effetto stabilizzante e quindi l'altezza critica diventi maggiore in presenza di sovraccarico posto in posizione "sfavorevole" che in assenza di sovraccarico.

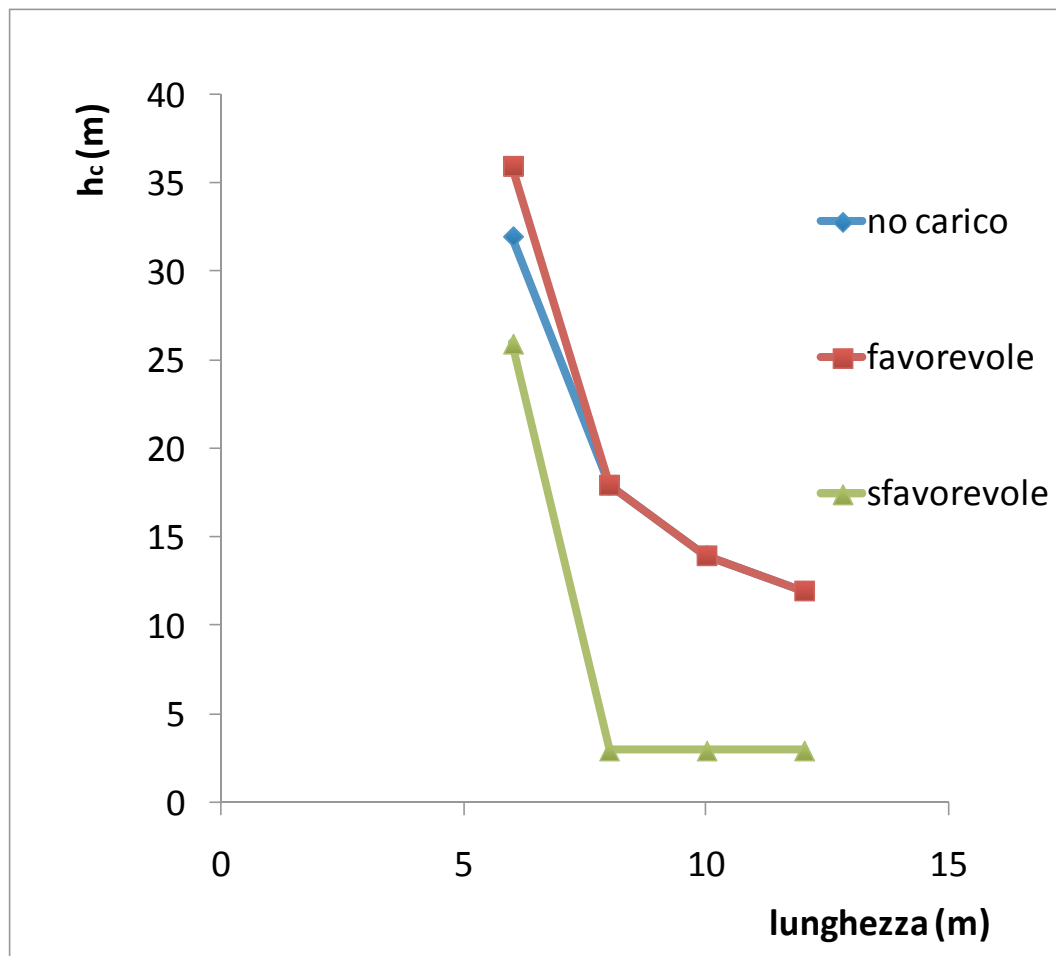


Figura 90. Variazione dell'altezza critica di scavo al variare della lunghezza del pannello e delle condizioni di carico

In figura 91, mantenendo costante la lunghezza del pannello (8 m) e l'assenza di sovraccarico, si è fatto variare la larghezza del pannello (0,4 m o 1,0 m) e la coesione.

Si osserva nuovamente che all'aumentare della coesione aumenta l' h_c .

Si vede inoltre che diminuendo lo spessore del pannello si ha un effetto stabilizzante, ciò può essere dovuto ad una più efficace trasmissione laterale del peso del cuneo instabile e quindi ad un maggiore effetto arco per il pannello più stretto.

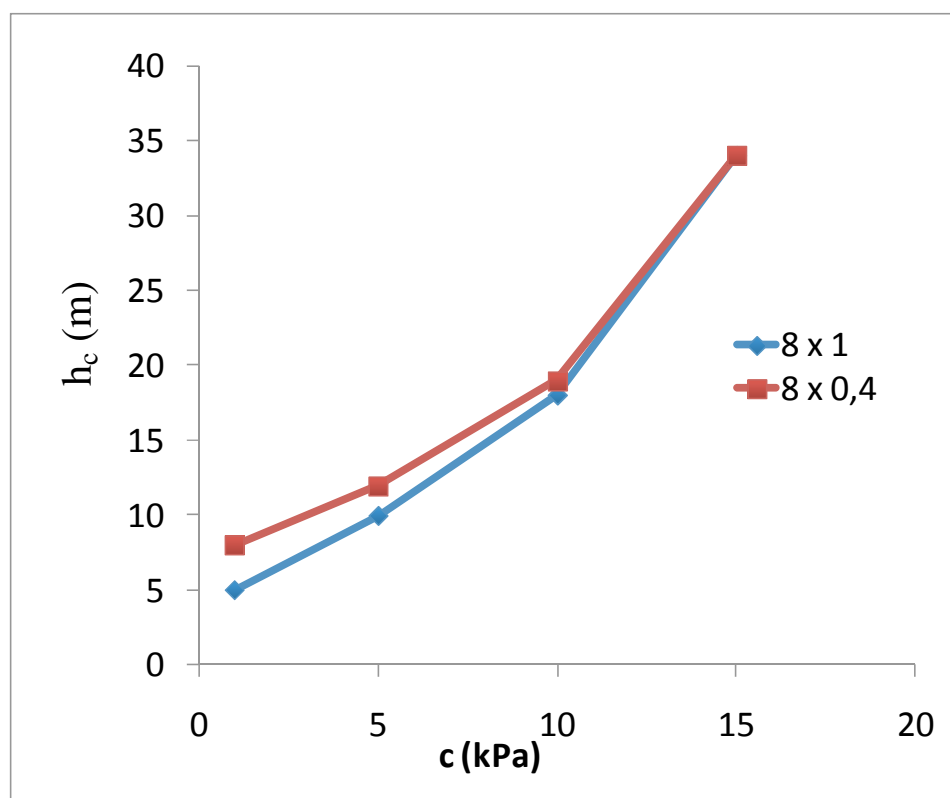


Figura 91. Variazione dell'altezza critica di scavo al variare della coesione e dello spessore del pannello (0,4 m o 1 m)

Si può calcolare, con il metodo proposto da Fox presentato precedentemente, il coefficiente di sicurezza relativo ai casi di assenza di carico. Nella tabella 5 sono riportati i coefficienti di sicurezza calcolati tramite il suddetto metodo in corrispondenza delle altezze critiche ricavate dalle analisi FEM in assenza di sovraccarico.

Tabella 5. Coefficienti di sicurezza calcolati con il metodo di Fox

c' (kPa)	h _c (m) (FEM)	F (Fox)
1	5	0,60
5	10	1,12
10	18	1,66
15	34	2,55

Si può osservare il metodo di Fox prevede un coefficiente di sicurezza che è generalmente maggiore di quello previsto dalle analisi FEM, eccetto che per valori molto bassi della coesione.

Per tali valori di coesione si ha un'altezza critica molto bassa, per la quale è notevole l'irrigidimento tridimensionale della base dello scavo, con una redistribuzione delle tensioni che non è tenuto in conto da Fox.

In figura 92 sono riportati i coefficienti di sicurezza previsti da Fox al variare della profondità e della coesione.

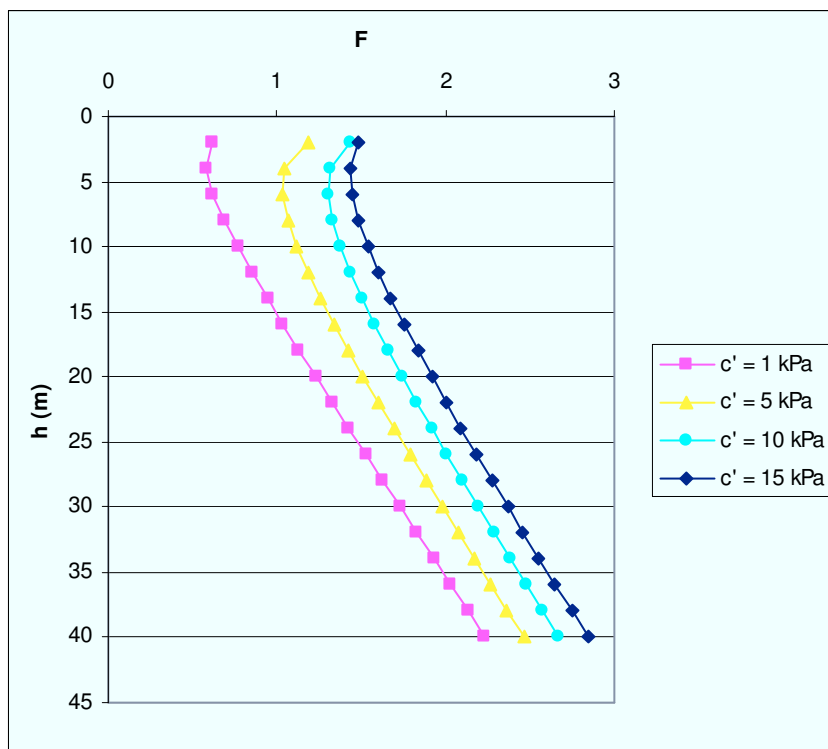


Figura 92. Coefficienti di sicurezza previsti da Fox al variare della profondità e della coesione ($L = 8 \text{ m}$)

Si osservi che, nel caso analizzato, per profondità superiori a circa 5 m il coefficiente di sicurezza tende a crescere, quindi scavando maggiormente non ci si avvicina alla rottura.

Ciò non succede (o perlomeno non nell'intervallo di coesione indagato) nelle analisi agli elementi finiti, per le quali scavando maggiormente si arriva ad una profondità alla quale le analisi non convergono.

Si è detto precedentemente che spesso la profondità a cui si riscontra la superficie di scorrimento è di poco inferiore a quella massima di scavo, nella tabella 6 si riportano le profondità massime di scavo (h_c), le profondità massime delle superfici di scorrimento, le larghezze dei volumi instabili e le larghezze stimate tramite i metodi di Washborne, Piaskowski e Fox (considerando le profondità raggiunte nelle analisi). Si ricordi che:

$$\text{Per Washborne } D = \frac{L}{2} \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Per Piaskowski $D = \frac{L}{2} \cdot \cot \varphi$.

Si può osservare che la D aumenta all'aumentare della L e, per bassi valori della coesione, cresce all'aumentare della coesione; per alti valori della coesione diminuisce all'aumentare di questa. Cresce con la coesione per bassi valori della stessa perché di conseguenza aumenta l'altezza critica; per alti valori di c la forma della superficie tende a curvare maggiormente (Figura 84) fino ad una diminuzione di D .

Tabella 6. Larghezze dei cunei di spinta calcolati dai metodi dell'equilibrio limite tridimensionali

L (m)	B (m)	c' (kPa)	h _c (m)	h _{rottura} (m)	D (m)	D _{Washbourne} (m)	D _{Piaskowski} (m)	D _{Fox} (m)
6	0,4	10	33	32	2	2,59	4,29	6,10
8	0,4	1	8	6	3,2	2,59	5,72	1,25
8	0,4	5	12	9	4,3	3,46	5,72	2,89
8	0,4	10	19	16	4,8	3,46	5,72	4,65
8	0,4	15	34	32	2,2	3,46	5,72	7,32
10	0,4	10	15	12,5	5	4,32	7,15	4,09
12	0,4	10	13	11	5,2	4,75	8,57	3,76
6	1	10	32	31	2	2,59	4,29	6,01
8	1	1	5	3	2	1,30	5,72	0,96
8	1	5	10	8,5	4	3,46	5,72	2,58
8	1	10	18	16	4,4	3,46	5,72	4,50
8	1	15	32	30	2,5	3,46	5,72	7,07
10	1	10	14	12	4,9	4,32	7,15	3,90
12	1	10	12	9,5	5,1	4,10	8,57	3,55

Tra i modelli descritti, quello che sembra trovarsi in miglior accordo con le analisi è quello proposto da Washborne, nonostante fosse stato pensato per materiali privi di coesione; il modello di Piaskowski generalmente sovrastima i risultati delle analisi; quello di Fox sovrastima le analisi per alti valori di h_c e le sottostima per bassi valori di h_c .

3.2 Spostamenti causati dalla realizzazione della paratia

Come messo in evidenza nei paragrafi precedenti, il problema più critico nel progetto di scavi urbani è quasi sempre quello degli spostamenti indotti a tergo delle opere di sostegno e alla loro ammissibilità con riferimento al tessuto urbano circostante. La valutazione affidabile del campo di spostamenti causati da scavi a cielo aperto è quindi un elemento essenziale nella progettazione perché ne può influenzare la fattibilità. Per tale motivo, negli ultimi anni l'attenzione dei ricercatori si è concentrata su tutti i fattori che concorrono a determinare gli spostamenti orizzontali e verticali a tergo di opere di sostegno di scavi a cielo aperto. Le osservazioni sperimentali di scavi in vera grandezza (ad esempio Poh e Wong 2000) e le analisi numeriche sempre più raffinate (ad esempio de Wit e Lengkeek 2002 o Ng e Yan 1998) disponibili hanno messo in evidenza che tra questi fattori vi è senza dubbio la

procedura realizzativa dell'opera di sostegno. Soprattutto nel caso in cui il sostegno sia realizzato con strutture di notevoli dimensioni (pali di grande diametro o pannelli), infatti, la sequenza di scavo, sostegno temporaneo con fanghi e getto del calcestruzzo determinano una modifica importante dello stato tensio-deformativo del terreno circostante. Gli effetti complessivi sono sia un campo di spostamenti generalmente non trascurabile e dello stesso ordine di grandezza di quelli causati dallo scavo finale, sia una modifica dello stato tensionale all'interfaccia che può avere notevole influenza sul comportamento successivo delle opere di sostegno.

In letteratura sono disponibili alcune *case histories* relative alla realizzazione di strutture di sostegno con pannelli, nei quali sono state effettuate misure di spostamenti orizzontali durante la realizzazione delle opere, a mezzo sia di inclinometri posti nel terreno circostante il pannello da realizzare sia di misure topografiche.

In alcuni casi (ad esempio Poh e Wong, 1998), gli spostamenti sono misurati lungo più verticali, per consentire una valutazione quantitativa degli effetti della natura tridimensionale dello scavo del singolo pannello.

In tutti i casi reali analizzati, si tratta di pannelli di grandi dimensioni scavati in argille di varia consistenza, e sempre con l'ausilio di fanghi per il sostegno provvisorio dello scavo.

Sebbene non esista un singolo caso completamente esaustivo dal punto di vista delle misure, le informazioni ricavate in letteratura, viste nel loro complesso, consentono di effettuare utili osservazioni circa l'influenza dei più importanti parametri geometrici, meccanici e costruttivi legati alla realizzazione del singolo pannello.

Poh e Wong (1998) mettono in evidenza alcuni fattori che giocano un ruolo nella generazione di tali movimenti. Gli autori si servono di un pannello costruito ad hoc in un terreno costituito principalmente da argille da tenere a mediamente consistenti e monitorato tramite inclinometri posti a varie distanze (per misurare gli spostamenti orizzontali) e tramite misure topografiche (per gli spostamenti verticali). Gli autori mostrano:

- come variano gli spostamenti durante l'esecuzione dello scavo del pannello (fig. 93), che è eseguito in tre fasi, vengono scavate prima le zone laterali e poi quella centrale, con l'aumentare del volume di terreno scavato aumentano gli spostamenti del terreno verso l'interno del pannello.
- L'effetto che ha il tempo sugli spostamenti, facendo vedere che mantenendo lo scavo con all'interno il fango bentonitico, si hanno degli spostamenti nel tempo (fig. 94).
- L'effetto della pressione del fango, facendo salire e scendere il livello del fango (fig. 95), quando si fa scendere il livello del fango gli spostamenti verso l'interno del pannello aumentano, quando si fa salire diminuiscono, ma eseguendo un ciclo gli spostamenti che si accumulano con l'abbassamento del fango sono maggiori di quelli che si recuperano con l'innalzamento (ciò può essere dovuto al fatto che abbassando troppo il livello del fango il terreno comincia a plasticizzare), il terreno quindi si comporta più rigidamente durante l'innalzamento del fango.

- L'effetto del getto di cemento (fig. 96), in seguito al quale si hanno spostamenti di terreno nel verso opposto alla direzione del pannello, con il tempo l'incremento di deformazione dovuta al getto va leggermente smorzandosi.
- Il modo in cui questi spostamenti variano con la distanza dal pannello, diminuiscono allontanandosi dal pannello.

Lo spostamento orizzontale massimo che si misura in seguito alla costruzione del pannello è di circa 16 mm ed è rivolto verso l'interno dello scavo.

Poh e Wong (2000) mostrano 4 *case histories* di paratie di pannelli monitorate durante la loro costruzione e riportano le misure inclinometriche lette alla fine della costruzione delle paratie in corrispondenza di diversi pannelli ed a varie distanze. I terreni nei quattro casi sono argille da mediamente a molto consistenti. Gli spostamenti massimi sono sempre inferiori ai 23 mm e sono generalmente rivolti verso l'interno del pannello. E' da notare che, mentre lo spostamento massimo è rivolto verso l'interno, in alcuni casi, si notano anche porzioni di terreno che si muovono verso l'esterno del pannello, tali zone sono solitamente quelle più superficiali per le quali è più facile che la spinta del calcestruzzo fluido sia superiore a quella del terreno, ciò è dovuto al fatto che la distribuzione di pressione del calcestruzzo bilineare, nella zona più profonda ha una pendenza approssimativamente pari al peso specifico del fango bentonitico, in quella più superficiale ha una pendenza approssimativamente pari al peso specifico del calcestruzzo.

Gli autori ci mostrano come il massimo spostamento misurato dagli inclinometri, per le *case histories* da loro analizzate, cresca in maniera pressoché lineare con la superficie della singola faccia del pannello (lunghezza * altezza).

Koutsoftas et al. (2000) misurano tramite inclinometri gli spostamenti orizzontali causati dalla costruzione di una paratia di pannelli in un terreno composto principalmente da argille molli, tali inclinometri sono posti in corrispondenza di vari pannelli a varie distanze dai pannelli ed a varie distanze dall'asse ortogonale al pannello e passante per il suo baricentro (fig. 98). Gli autori mettono in evidenza il fatto che gli spostamenti di un inclinometro posto in fronte ad un pannello viene influenzato non soltanto dalla costruzione di quest'ultimo, ma anche da quella dei pannelli adiacenti (fig. 99). Inoltre ci fanno vedere come diminuisce lo spostamento massimo all'aumentare della distanza dalla paratia e come gli spostamenti in corrispondenza del centro di un pannello risultino maggiori di quelli in corrispondenza dello spigolo. Ma, ad avviso dello scrivente, l'osservazione più importante fatta da Koutsoftas et al. Riguarda la direzione degli spostamenti orizzontali, che in questo caso sono rivolti verso l'esterno del pannello, contrariamente a quelle che erano le evidenze sperimentali fino a quel momento.

de Wit e Lengkeek (2002) monitorano una paratia di pannelli in terreni stratificati, ma con prevalenza di argille poco consistenti e torbe, per mezzo di inclinometri osservano spostamenti orizzontali che sono: in seguito allo scavo diretti verso l'interno e di valore massimo pari a circa 10 mm; in seguito al getto del calcestruzzo, diretti verso l'esterno e di valore massimo pari a circa 100mm. Gli autori mettono inoltre in evidenza l'effetto che la

costruzione dei pannelli adiacenti ha sullo spostamento facendolo incrementare fino a 150mm. Misurano la pressione del calcestruzzo e del fango all'interno di alcuni pannelli ed osservano che, mentre il gradiente di pressione del fango è costante con la profondità, quello del calcestruzzo è in superficie pari al peso specifico del calcestruzzo, al di sotto di un'altezza critica è intermedia tra il peso specifico del calcestruzzo e quello del fango; quest'ultima osservazione è discorde con quelle disponibili in letteratura fino a tale momento, che vogliono il gradiente sotto l'altezza critica pari al peso specifico del fango. Tale comportamento anomalo della spinta del calcestruzzo può essere giustificato considerando che in tal caso la velocità del getto del calcestruzzo è stata maggiore ad inizio getto e minore a fine getto.

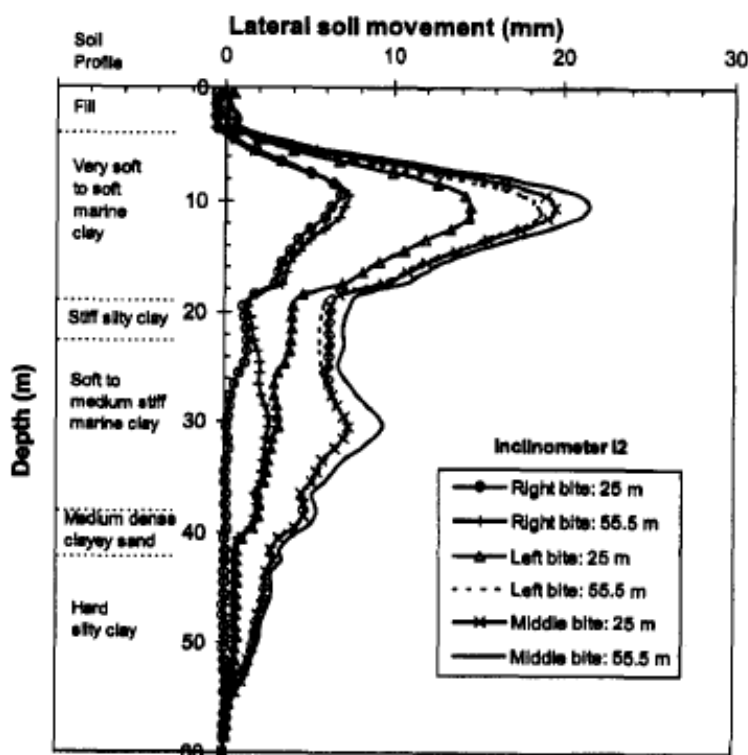


Figura 93. Effetto dello scavo del pannello sugli spostamenti orizzontali del terreno (Poh et al. 1998)

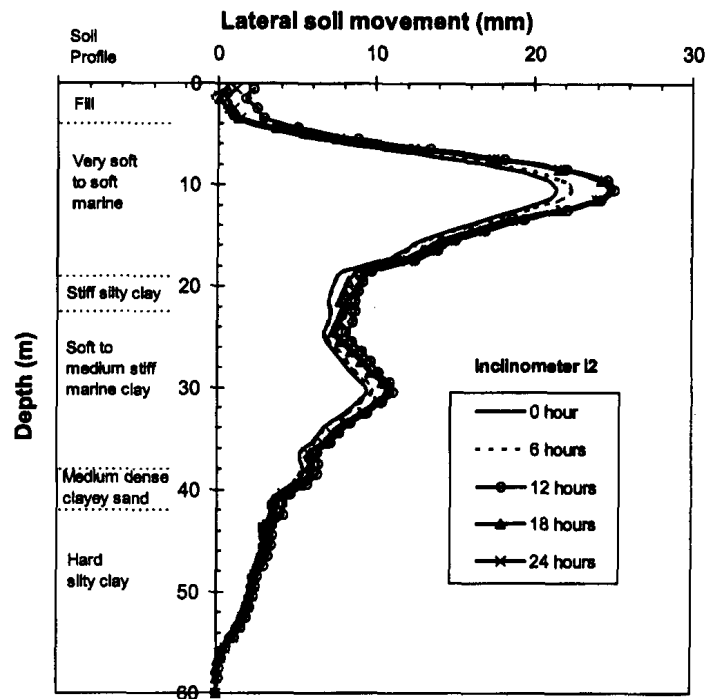


Figura 94. Spostamenti di terreno durante 24 ore di pausa dei lavori, con fango nel pannello (Poh et al. 1998)

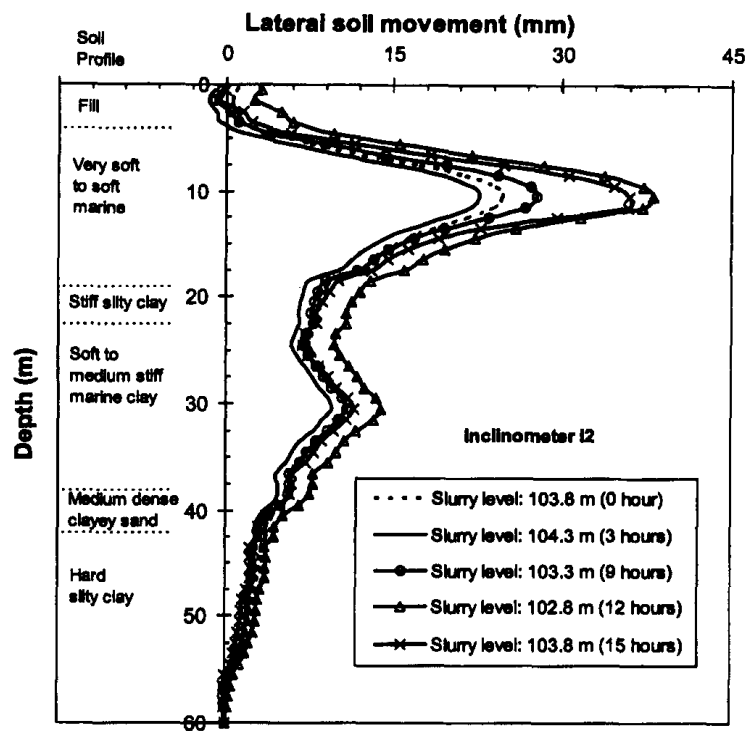


Figura 95. Effetto della variazione del livello del fango (Poh et al. 1998)

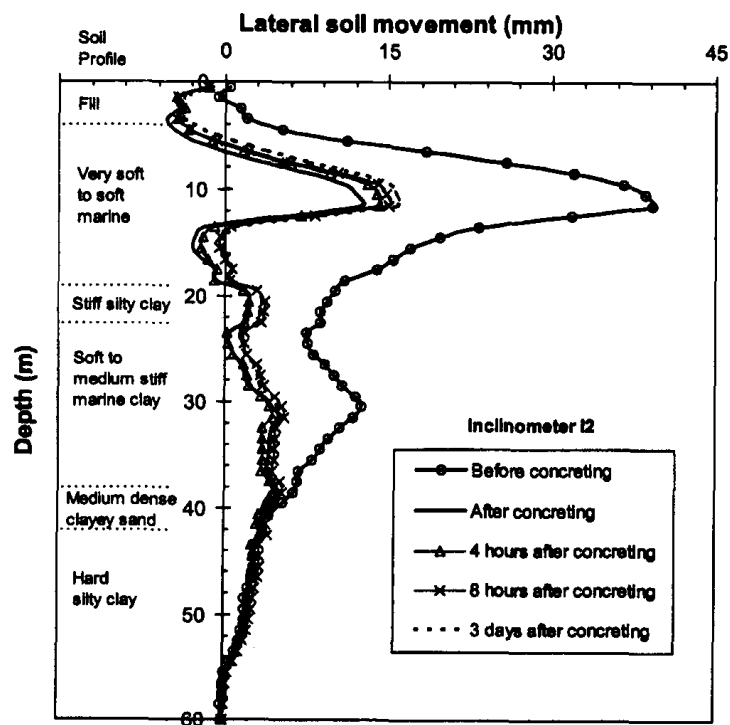


Figura 96. Effetto del getto del calcestruzzo (Poh et al. 1998)

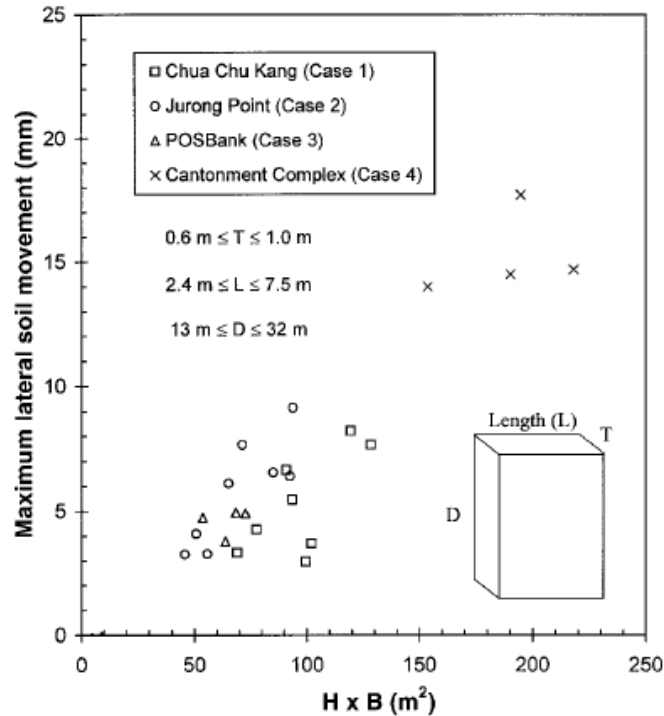


Figura 97. Effetto della superficie laterale del pannello sullo spostamento massimo del pannello (Poh et al., 2000)

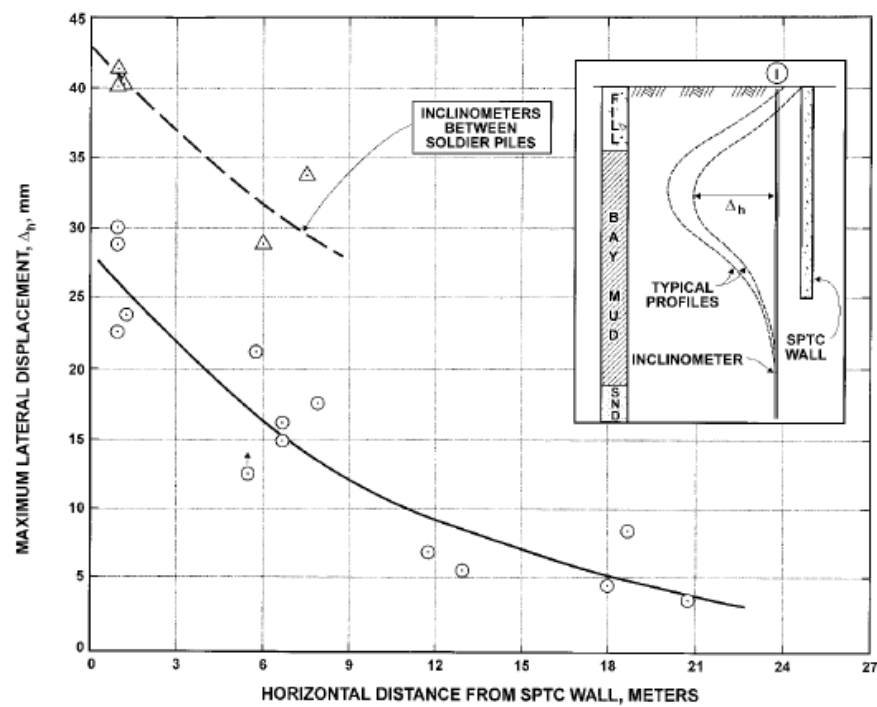


Figura 98. Effetto dell'eccentricità della misura rispetto l'asse dei pannelli Koutsoftas et al. (2000)

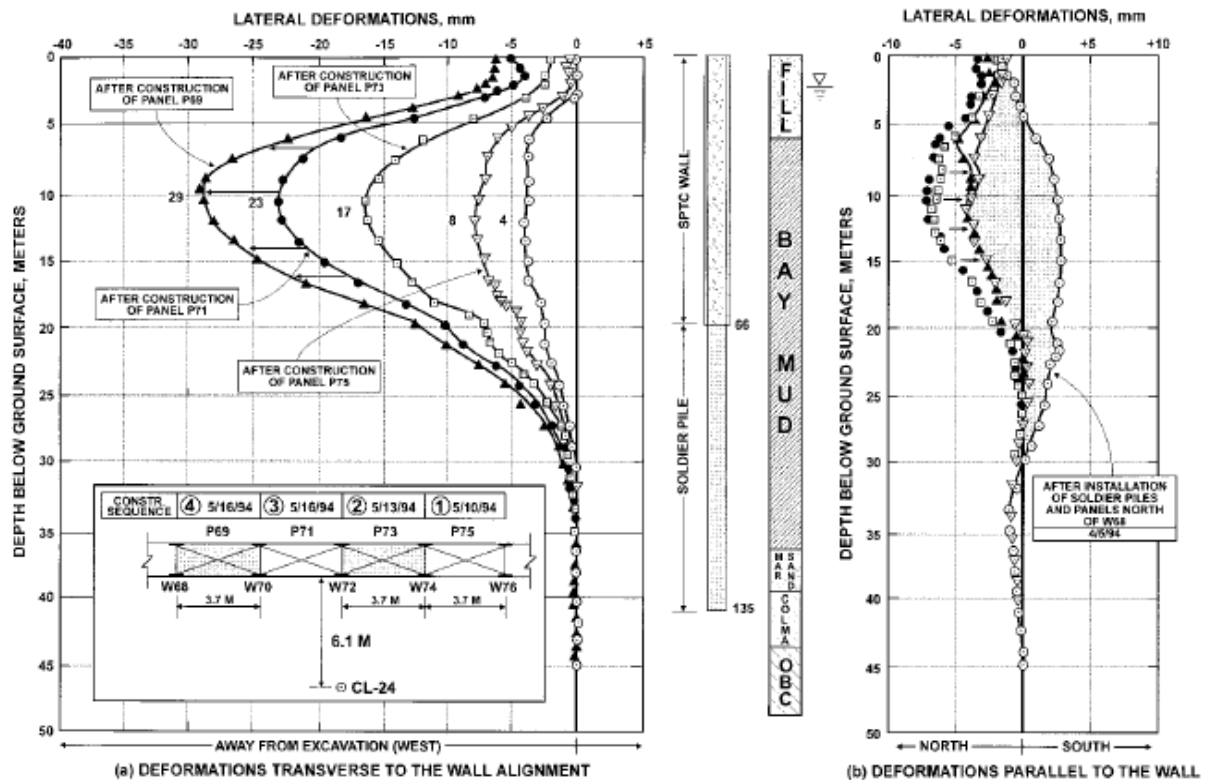


Figura 99. Incremento degli spostamenti dovuti alla costruzione dei pannelli meno vicini all'inclinometro (Koutsoftas et al., 2000)

Così come è lecito attendersi, l'andamento degli spostamenti con la profondità in termini di distribuzione, valore e verso è molto variabile, con valori massimi che in alcuni casi di scavi in argille molli (de Wit e Lengkeek 2002) raggiungono anche valori di 100 mm. Se agli spostamenti causati dalla costruzione del singolo pannello si sommano quelli relativi alla costruzione di pannelli adiacenti, de Wit e Lengkeek (2002) arrivano a misurare 150 mm complessivi di spostamento orizzontale, valore decisamente elevato.

Una sintesi delle informazioni ricavate dalla letteratura è riportata in tab. 7.

Tabella 7. Sintesi delle informazioni principali ricavate dalle misure riportate in letteratura.

<i>Autori</i>	<i>Tipo di opera</i>	<i>Terreni prevalenti</i>	<i>Parametri disponibili</i>	<i>Tipo di informazioni ricavate</i>	<i>Spostamento orizzontale massimo misurato* (mm)</i>
<i>Poh e Wong (1998)</i>	<i>Pannello singolo</i>	<i>Argille da tenere a consistenti</i>	$\gamma_{sab} N$	<i>Effetto del fango, effetto del tempo, effetto della posizione del punto di misura, effetto del getto</i>	+16
<i>Poh e Wong (2001)</i>	<i>4 casi di pannelli all'interno di paratie</i>	<i>Argille da mediamente ad estremamente consistenti</i>	$\gamma_{sab} N$	<i>Importanza delle dimensioni del pannello</i>	+23 (ma son presenti anche spostamenti verso l'esterno)
<i>Kouts oftas et al. (2000)</i>	<i>Pannelli all'interno di paratie</i>	<i>Argille tenere</i>	$\gamma_{sab} c_u$	<i>Effetto pannelli adiacenti, effetto posizione</i>	-42
<i>de Wit e Lengkeek (2002)</i>	<i>Pannelli all'interno di paratie</i>	<i>Argille tenete, torbe, intercalazioni di sabbie</i>	$\gamma_{sab} q_c$	<i>Effetto pannelli adiacenti, posizione, pressione del calcestruzzo nel foro</i>	-150
<i>Lachle r et al. (2006)</i>	<i>Pannelli all'interno di paratie</i>	<i>Argille tenere su substrato sabbioso</i>	$\gamma_{sab} c_u$	<i>Pressione del calcestruzzo all'interno del pannello</i>	-26

* spostamento definito positivo se verso l'interno del pannello.

Dalle misure raccolte si osserva che generalmente lo spostamento massimo è rivolto verso lo scavo se si tratta di argille consistenti, viceversa se argille poco consistenti, ciò può essere dovuto al maggior coefficiente di spinta a riposo che hanno le prime.

Il massimo spostamento si trova generalmente in corrispondenza dello strato più deformabile, mentre la spostamento al piano campagna è generalmente inferiore al massimo (vedi figure 100 e 101).

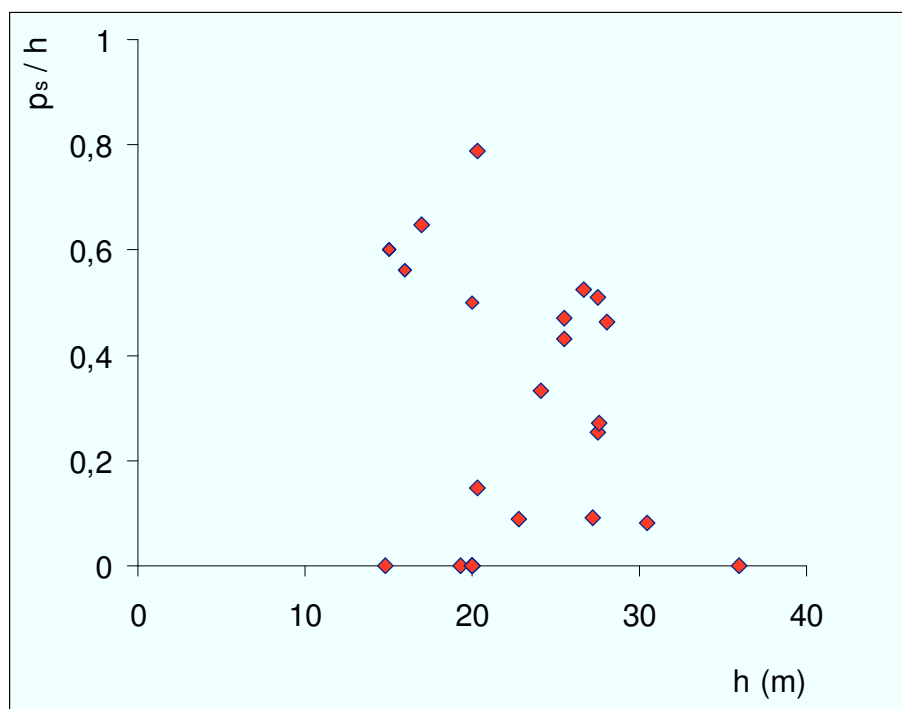


Figura 100. Rapporto tra profondità alla quale si osserva il massimo spostamento e altezza di scavo

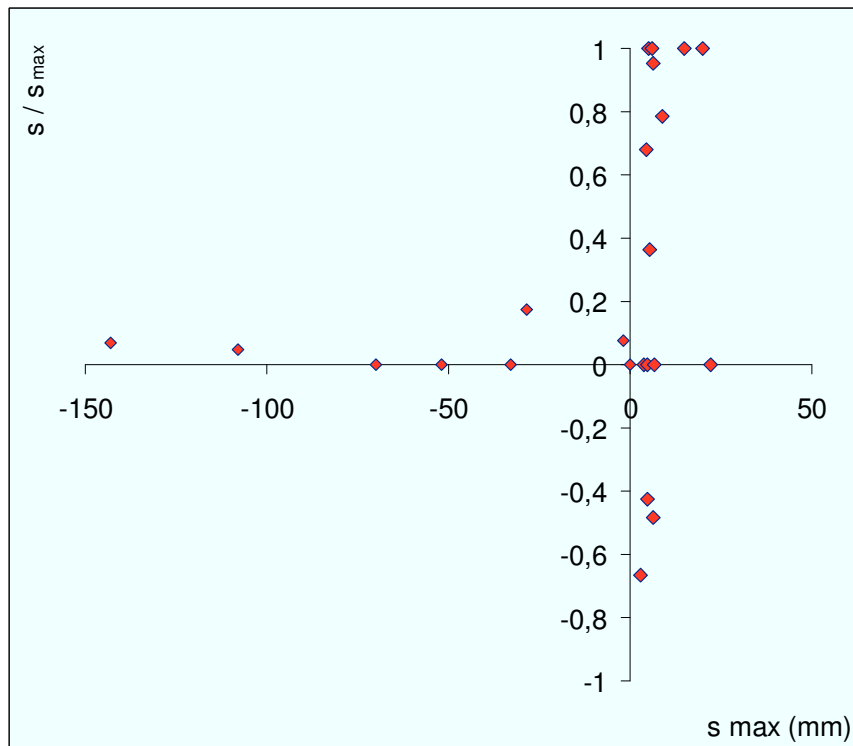


Figura 101. Rapporto tra spostamento al piano campagna e spostamento massimo

Si osserva che nei casi in cui si ha un terreno stratificati in cui uno degli strati è molto più rigido degli altri, lo spostamento orizzontale è concentrato tutto nel terreno più soffice, come si può osservare in fig102 (de Wit et al. 2002) per la quale la paratia è composta da pannelli profondi 37 m, mentre gli spostamenti si osservano per i primi 15 m in cui si hanno argille e torbe, in corrispondenza degli strati sabbiosi più profondi non si osservano movimenti rilevanti (un simile fenomeno si osserva anche dalle misure eseguite da Lachler et al. 2006).

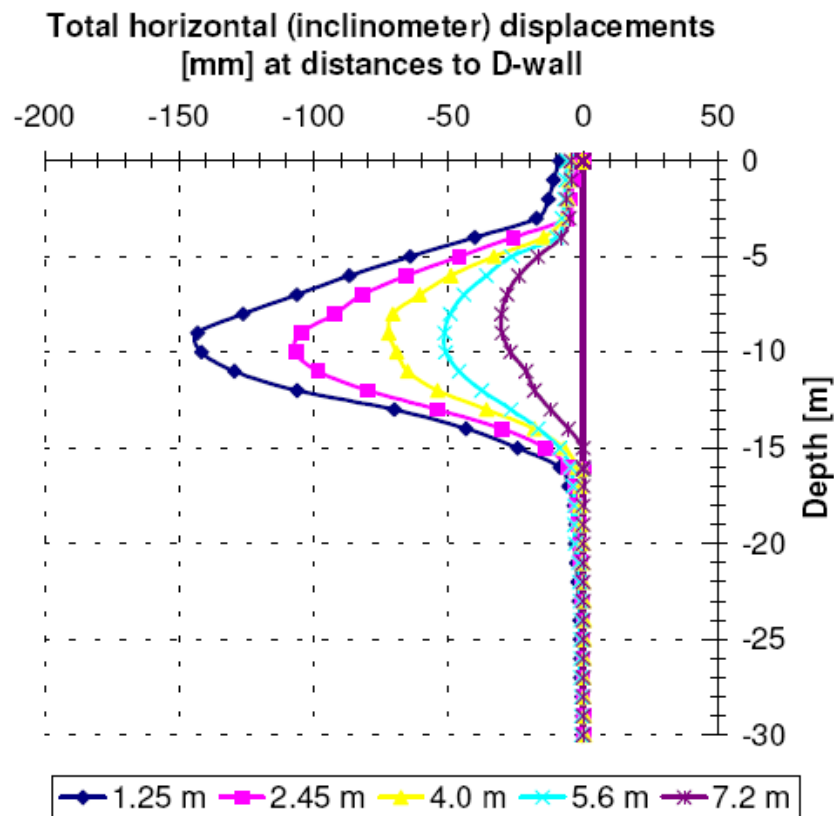


Figura 102. Spostamenti misurati a varie distanze dalla paratia

Le misure ricavate forniscono anche utili informazioni riguardanti la pressione esercitata dal fango e dal calcestruzzo sulle pareti dello scavo, di ciò si farà cenno nel seguito.

Sebbene le misure analizzate non costituiscano un'insieme completamente esaustivo, esse consentono alcune riflessioni sull'influenza relativa di alcuni parametri importanti sul comportamento del terreno durante la realizzazione del singolo pannello.

Per effettuare queste riflessioni, conviene schematizzare la costruzione del singolo pannello come somma di due fasi successive: la prima in cui si ha lo scavo del pannello con fango bentonitico, la seconda in cui si getta il calcestruzzo.

Gli effetti di questa successione di fasi sul terreno dipendono evidentemente dalle differenze tra i valori e gli andamenti delle pressioni orizzontali esercitate dal terreno e dal fluido (fango prima, calcestruzzo fluido poi). In fig. 103 è riportata in modo molto schematico una distribuzione di tensioni orizzontali al contatto terreno-fango a termine scavo, nel caso di terreno omogeneo, falda a profondità p_w e pressione neutra $u=0$ al di sopra di questa quota. La distribuzione riportata in fig. 103 fa riferimento ad un caso di deformazione piana, mentre per lo scavo del singolo pannello nella realtà la realizzazione è certamente un processo tridimensionale. L'iniziale squilibrio delle forze in gioco fa sì che, in funzione della deformabilità e della resistenza al taglio dei terreni, si generi in essi un campo di spostamenti che conduce ad una condizione di equilibrio o di rottura (condizione quest'ultima da escludere

in un intervento ben progettato). La reale distribuzione (simmetrica) di tensioni orizzontali che ne consegue all'interfaccia fango-terreno, e che a rigore rappresenta la spinta del terreno sul fluido al momento del getto di calcestruzzo, è di difficile determinazione per questo caso, ed è stato oggetto di ricerche che non hanno comunque fornito indicazioni univoche (de Wit e Lengkeek 2002 o Ng e Yan 1998). Certamente, essa non sarà più funzione solo delle caratteristiche fisiche e meccaniche iniziali del terreno, ma anche delle modifiche ad esse indotte dal processo di scavo nonché, soprattutto, delle proprietà del fango. Siccome generalmente l'equilibrio si raggiunge per uno spostamento verso il pannello (spinta del fango minore di quella del terreno), lo stato tensionale di interfaccia sarà minore di quello totale litostatico iniziale.

Per quanto riguarda la spinta del cls fluido sul terreno, esistono diverse indicazioni in letteratura. Solitamente, si assume una distribuzione bilineare, con coefficienti angolari al di sopra di un'altezza critica pari a γ_{cls} , al di sotto dell'altezza critica pari a γ_{fango} .

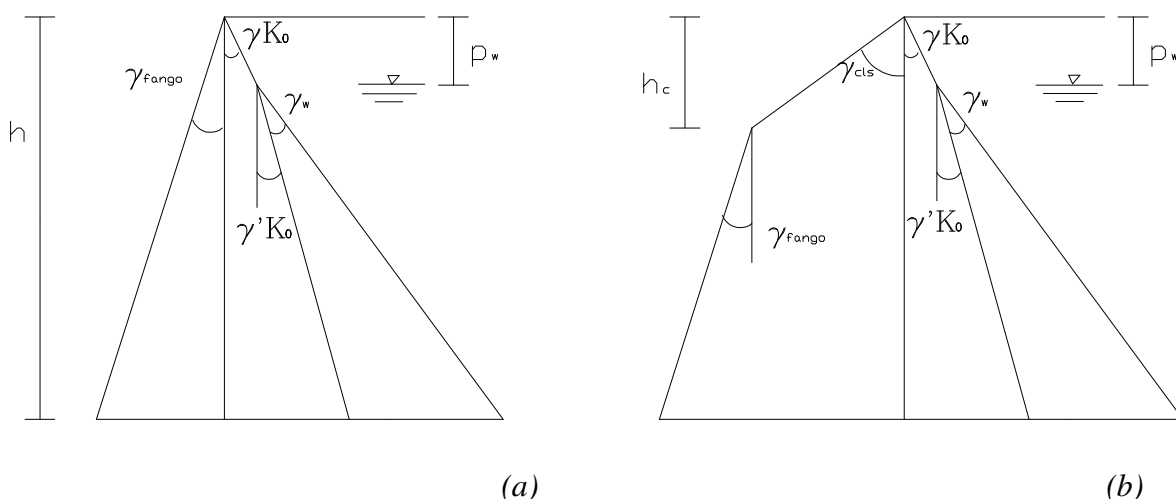


Figura 103. Sforzi normali agenti sulla superficie del pannello dopo la fase di scavo (a) e di getto del calcestruzzo (b)

Lo schema statico della fase 2 (getto del calcestruzzo) è quindi quello riportato in fig. 103b.

Sulla base di questi semplici schemi statici di riferimento, è possibile giustificare il fatto che terreni con basso valore di K_0 (argille molli normalconsolidate) manifestino spostamenti orizzontali verso l'esterno del pannello già dalla prima fase di scavo; oppure perché ci siano profili di spostamento con valori verso l'esterno in prossimità della superficie e verso l'interno in profondità, in virtù dei diversi gradienti di pressione nel calcestruzzo al di sopra o al di sotto dell'altezza critica h_c .

Diversi autori hanno misurato la pressione del calcestruzzo nel foro utilizzando celle di pressione, non arrivando però ad un accordo sulla distribuzione della spinta del calcestruzzo nel foro.

Sono state trovate in letteratura 8 *case histories*, schematizzate in tab. 8, di misure di pressione del calcestruzzo nel foro, due delle quali fanno riferimento a pali, scavati senza l'ausilio del fango bentonitico, le altre a pannelli, per i quali si è utilizzato il fango. In tale tabella si riportano l'altezza del pannello h , l'altezza critica h_c , la velocità di getto del calcestruzzo v , le dimensioni del foro ed il rapporto tra h ed h_c .

La prima osservazione da fare è che in tutti i casi si osserva una distribuzione approssimativamente bilineare della spinta (fig. 104).

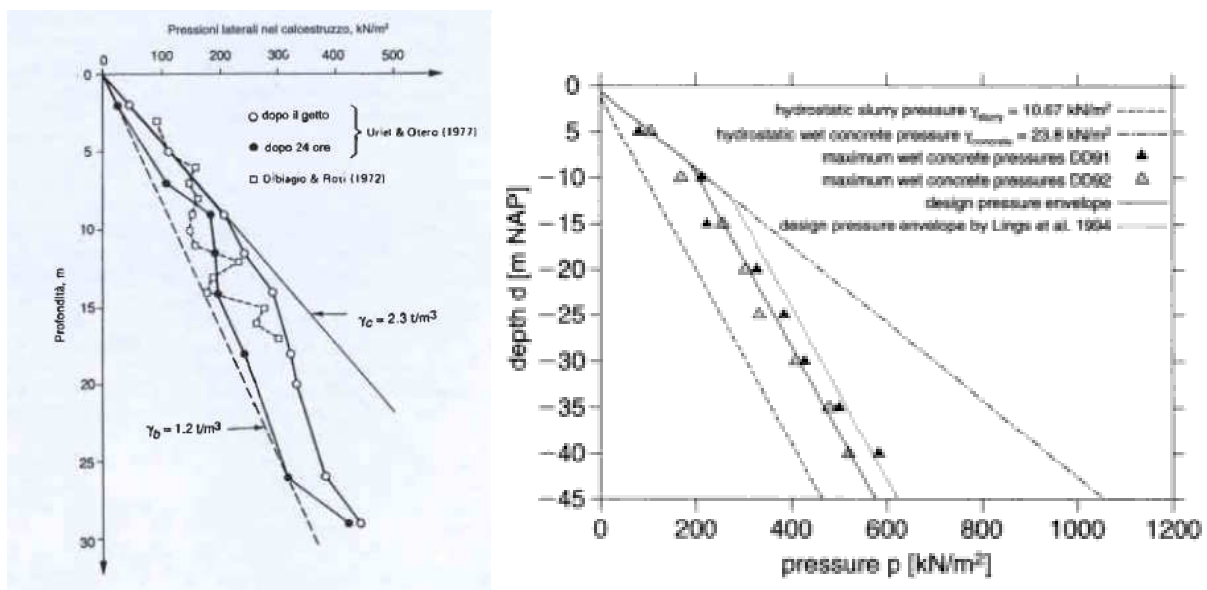


Figura 104. Tensioni orizzontali esercitate dal calcestruzzo fluido misurate da diversi autori

Nella zona alta del foro, il gradiente delle spinte è sempre pari alla densità del calcestruzzo.

Per quanto riguarda la zona bassa del foro si osserva un gradiente delle spinte pari alla densità del fluido che si trova superiormente al calcestruzzo durante il getto (in genere fango bentonitico, aria per Gatti e Garassino 1989); de Wit et al. osservano un gradiente intermedio tra la densità del fango e quella del calcestruzzo (ciò può essere dovuto al fatto che la velocità di getto è andata diminuendo con l'altezza, da 15 a 7 m/h).

Tabella 8. Riassunto delle conoscenze di letteratura sull'altezza critica della spinta del calcestruzzo

autore	h (m)	h _c (m)	v(m/h)	dimensioni foro (m)	h/h _c
Gatti e Garassino 1989	22,4	7	16,8	d = 1,0	0,31
Gatti e Garassino 1989	22,4	10	17,68	d = 1,0	0,45
Uriel e Oteo 1977	34	9			0,26
Di Biaggio 1972	20	6		1 X 5 X 20	0,30
Ling et al. 1994	17	5	6	0,6 X 8,5 X 17	0,29
Lachler et al. 2006	41	8,5	8	1,2 X 7,5 X 41	0,21
Ng et al. 1999	39,7	6	10,32	0,8 X 2,8 X 39,7	0,15
de Wit et al. 2002	35	6	7	0,8 X 4,85 X 37	0,16

Ling et al (1994) tentano di utilizzare la metodologia proposta dal CIRIA, "report 108" (riportata brevemente di seguito), per analizzare i casi a loro disposizione (fig. 105): il proprio, Uriel e Oteo 1977 e Di Biaggio 1972.

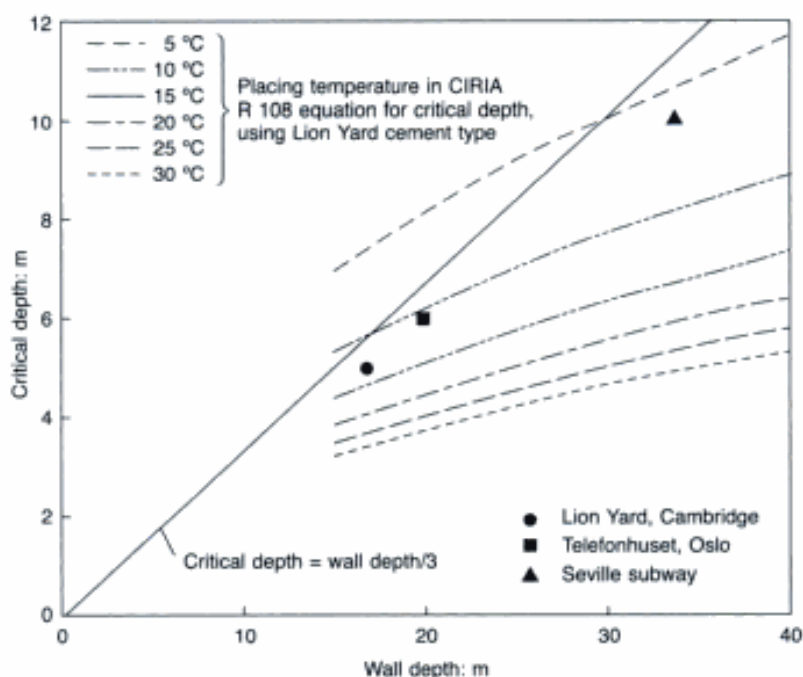


Figura 105. Profondità critica predetta dal rapporto CIRIA 108 considerando un tempo di getto pari a 3 h (Lings et al. 1994)

Gli autori ipotizzano che le caratteristiche del calcestruzzo e quelle del getto nei tre casi siano le stesse e proprio uguali a quelle del caso da loro monitorato.

Osservano che per il caso di Siviglia la previsione dell'altezza critica, utilizzando la metodologia proposta dal CIRIA, presupporrebbe una temperatura troppo bassa (circa 5°C) e non plausibile per il luogo (Siviglia) ed il periodo dell'anno (ottobre – novembre) in questione.

Osservano inoltre che l'altezza critica è generalmente di poco inferiore alla terza parte della profondità del pannello.

Tale osservazione, alla luce delle ulteriori evidenze sperimentali raccolte, sembra essere non generalizzabile, la tabella 8 infatti mette in evidenza che il rapporto tra h_c ed h , nei casi raccolti, varia tra 0,15 e 0,45; l' h_c varia tra i 5m ed i 10m.

Il modello CIRIA è stato introdotto per la previsione della massima pressione del calcestruzzo nelle cassaforme, per la progettazione delle casseforme stesse. Tale modello presuppone una spinta con distribuzione bilineare: la zona alta con il gradiente pari alla densità del calcestruzzo, la zona bassa con un gradiente nullo. Calcolata la massima pressione con la formula (1) proposta dal CIRIA si può quindi risalire all'altezza critica dividendo per la densità del calcestruzzo.

$$P_{\max} = \gamma_c \left(C_1 \sqrt{R} + C_2 K \sqrt{H - C_1 \sqrt{R}} \right) \quad (1)$$

Dove:

P_{\max} = massima pressione laterale (kPa)

R = velocità del getto (m/h)

γ_c = densità del calcestruzzo (kg/m³)

C_1 = coefficiente dipendente da forma e dimensione della cassaforma (= 1 per pannelli)

C_2 = coefficiente dipendente dai costituenti del calcestruzzo (= 0,3 – 0,6)

H = altezza verticale della cassaforma (m)

K = coefficiente di temperatura, posto pari a $\left(\frac{36}{T + 16} \right)^2$

T = temperatura del calcestruzzo fresco.

Analizzando più attentamente le misure riportate in tabella 8 alla luce del modello CIRIA, si può osservare che, facendo variare i parametri del modello che risultano sconosciuti allo scrivente ossia C_2 , T ed R (in due casi), in un intervallo plausibile, si può sempre ottenere approssimativamente l'altezza critica misurata, come mostrato in tab. 9 (i valori sottolineati sono noti, gli altri sono ipotizzati).

Tabella 9. Altezze critiche misurate e stimate con la metodologia proposta dal rapporto CIRIA 108

autore	h_c (m)	R (m/h)	mese, luogo	T (°C)	C2	h_c (m) calcolata
Gatti e Garassino 1989	<u>7</u>	<u>16,8</u>	-, Milano	16	0,6	7,35
Gatti e Garassino 1989	<u>10</u>	<u>17,68</u>	-, Milano	8	0,6	9,96
Uriel Oteo 1977	<u>9</u>	14	ott-nov, Siviglia	13	0,6	8,83
Di Biaggio 1972	<u>6</u>	10	dic, Oslo	10	0,45	5,99
ling 1994	<u>5</u>	<u>6</u>	apr-giu, Cambridge	16	0,54	5,06
Lachler et al. 2006	<u>8,5</u>	<u>8</u>	dic, Rotterdam	11,5	0,49	8,02
Ng et al. 1999	<u>6</u>	<u>10,32</u>	dic, Hong Kong	<u>27,6</u>	0,6	5,68
de Wit et al. 2002	<u>6</u>	<u>7</u>	nov-dic, Amsterdam	15	0,45	6,10

I valori calcolati e riportati in tabella sono passibili di miglioramento, tale tabella vuole solo mostrare come il modello CIRIA sembra, almeno in teoria, idoneo alla previsione approssimativa dell'altezza critica.

Si noti però che, per quanto riguarda i casi riportati da Gatti e Garassino, a parità di altre condizioni, abbiamo dovuto ipotizzare una differenza di temperatura notevole (giustificabile se ad esempio uno dei due pali è stato gettato di giorno e l'altro di notte).

Lachler et al. (2006) nelle figure 106 e 107 ci mostrano come variano le pressioni nel foro al trascorrere del tempo durante e dopo il getto.

Si osserva che, dopo una fase di crescita delle pressioni, si ha un abbassamento delle stesse; osservazioni simili vengono fatte da de Wit et al. (2002) (fig. 108) e da Uriel e Oteo (1977) (fig. 104).

Tale abbassamento di pressione, comincia per il fondo del foro già durante le fasi finali del getto e continua dopo il termine del getto.

È importante capire la pressione che esercita il calcestruzzo sulle pareti del pannello anche perché da questa dipende la variazione di tensioni nel terreno e quindi la successiva interazione tra terreno e struttura.

Generalmente quando si simula uno scavo sostenuto da una paratia non viene simulata l'installazione della stessa; quando viene simulata la spinta del calcestruzzo viene simulata o con distribuzione lineare (con gradiente pari alla densità del calcestruzzo, ma ciò è sbagliato) o con distribuzione bilineare.

Osservando che nei giorni successivi al getto la pressione del fango diminuisce (Uriel e Oteo 1977), possono sorgere dubbi sulla correttezza di simulare la distribuzione della spinta del calcestruzzo come una bilineare; ma considerando che la diminuzione della spinta coincide (temporalmente) con l'irrigidimento del calcestruzzo fluido, non sembrano plausibili, con il calcestruzzo indurito, spostamenti dello stesso ordine di grandezza che si hanno con il calcestruzzo fluido. Sembra quindi giustificabile la simulazione del calcestruzzo come una bilineare (su ciò si tornerà nei paragrafi successivi). Argomento di ulteriore approfondimento potrebbe essere quello dell'effetto del ritiro del calcestruzzo.

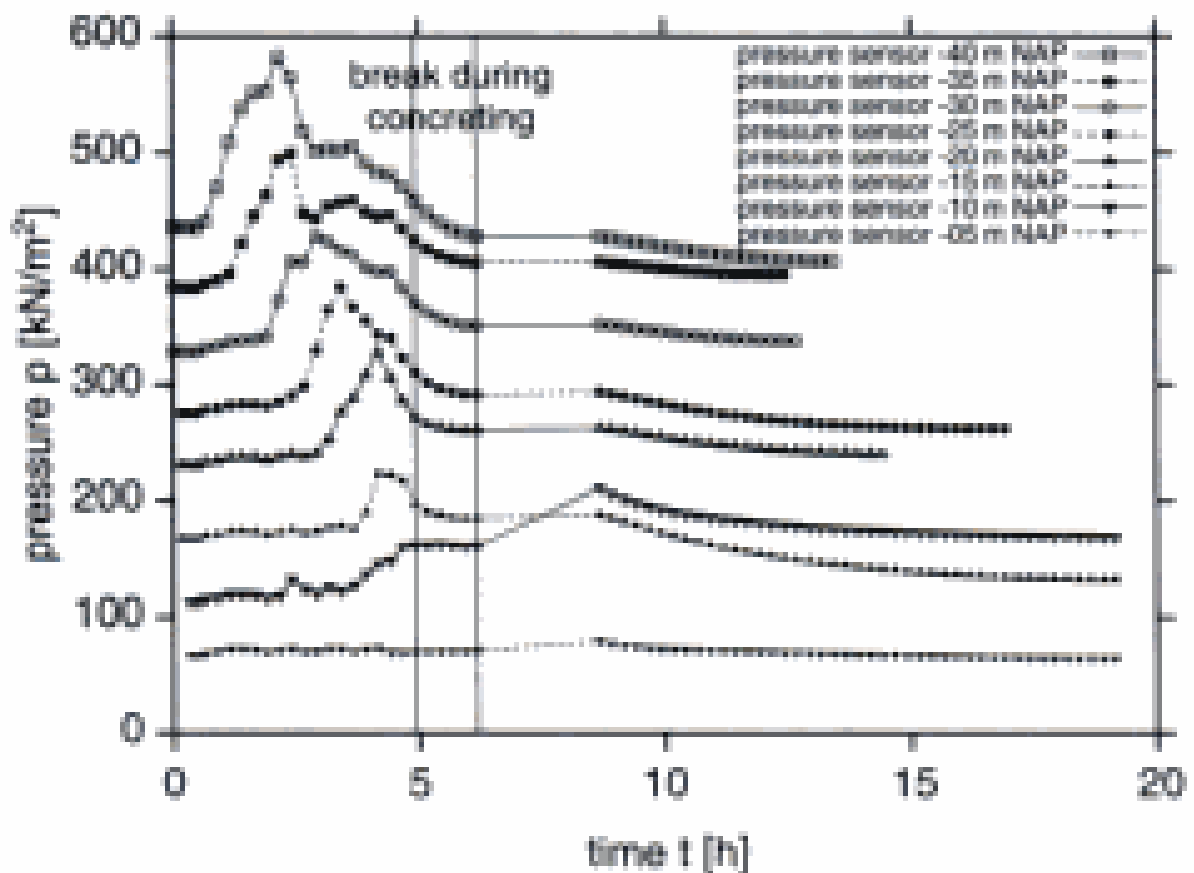


Figura 106. Evoluzione della pressione del calcestruzzo con il tempo (Lachler et al. 2006)

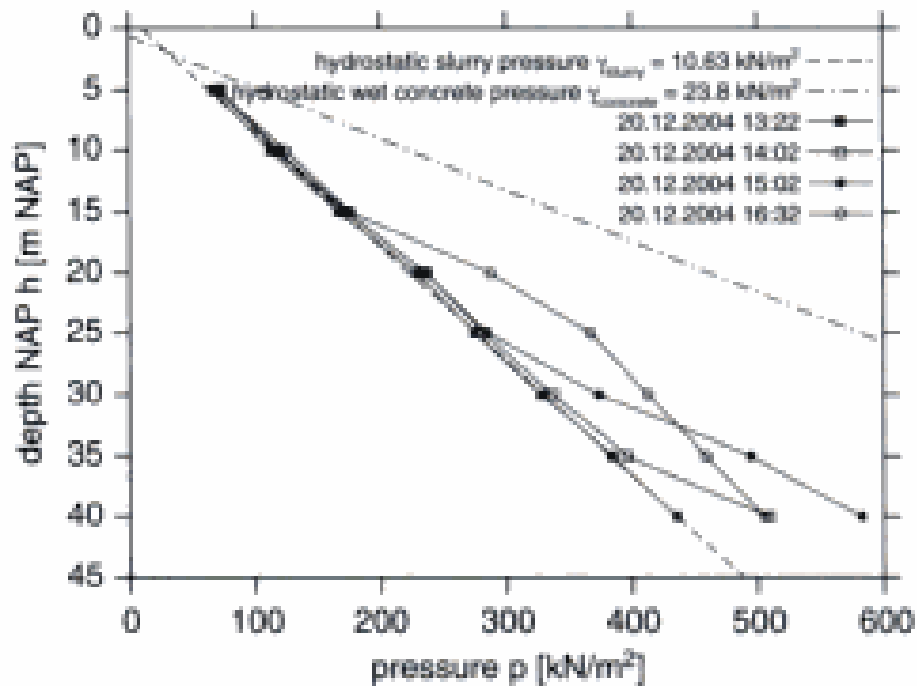


Figura 107. Pressione del calcestruzzo fresco (Lachler et al. 2006)

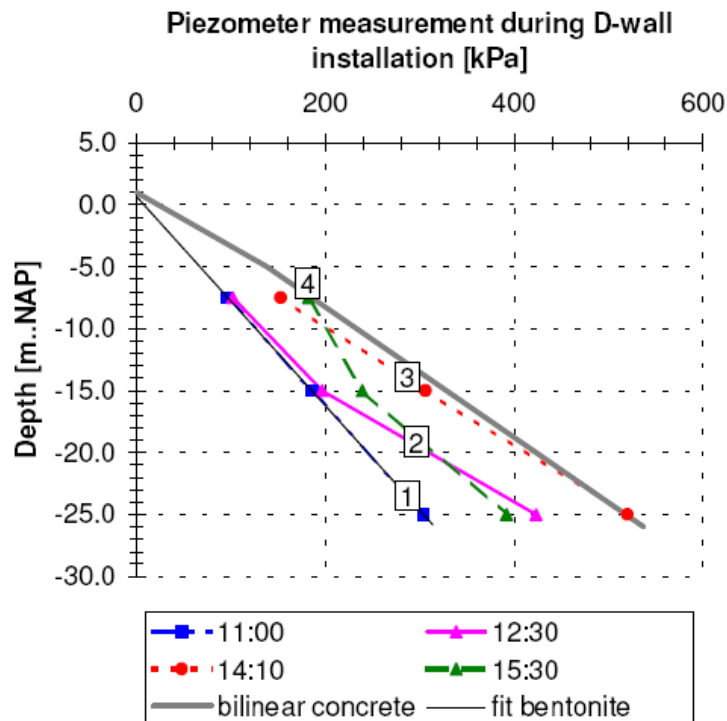


Figura 108. Pressione del calcestruzzo fresco in funzione della profondità (de Wit et al.2002)

3.3 Introduzione di una formula empirica per la stima degli spostamenti indotti dalla realizzazione di una paratia di pannelli

Ai fini di una prima elaborazione empirica di sintesi delle informazioni di letteratura (tutte riferite a terreni principalmente argillosi) sul massimo valore dello spostamento orizzontale del terreno, è utile accorpare i parametri influenti in diversi gruppi adimensionali che rappresentino rispettivamente: le caratteristiche geometriche del problema in esame e la distanza tra la verticale di misura e lo scavo, nonché l'eccentricità della misura rispetto l'asse del pannello (C_{geom}); l'effetto tensio-deformativo dello scavo in fango (C_{fango}); l'effetto tensio-deformativo del getto di calcestruzzo (C_{cls}) (L'Amante et al., 2008).

Si indica con s_{max} il massimo valore dello spostamento orizzontale lungo una verticale posizionata ad una certa distanza dalla paratia ed ad una certa eccentricità rispetto l'asse del pannello più vicino. Tale valore tiene quindi conto della posizione relativa della verticale rispetto al foro, ma non della quota alla quale si calcola lo spostamento. Quest'ultimo è ritenuto positivo se verso l'interno del pannello, negativo se con verso opposto.

Si è osservato che, in realtà, è possibile esprimere tale spostamento in funzione di soli due coefficienti, C_{geom} e C_{cls} ipotizzando che quanto accade durante la fase di scavo con fanghi sia meno influente (L'Amante et al., 2010). Tale ipotesi è ragionevole se non si ha una forte plasticizzazione del terreno.

Si è quindi giunti alla seguente formula:

$$\frac{s_{max}}{h} = \alpha \cdot C_{geom} \cdot C_{cls} \quad (2)$$

In cui h è l'altezza del pannello, α un coefficiente da determinarsi con una procedura di ottimizzazione numerica, s_{max} il massimo valore dello spostamento orizzontale e C_{geom} e C_{cls} i due gruppi adimensionali citati in precedenza.

Questi ultimi sono così definiti:

$$C_{geom} = \left(\arctan\left(\frac{\frac{b}{2} - a}{d}\right) + \arctan\left(\frac{\frac{b}{2} + a}{d}\right) \right)^\beta \cdot \left(\arctan\frac{h}{d} \right)^\delta \quad (3)$$

$$C_{cls} = \left(\frac{h \cdot \gamma_{cls}}{E} \right)^\lambda \cdot \left[1 - \left(\frac{s_{cls}}{s_t} \right)^\mu \right] \quad (4)$$

I termini della (3) sono definiti in Figura 109. Geometria del singolo pannello; nella (4), E è il modulo di Young del terreno, γ_{cls} è il peso dell'unità di volume del calcestruzzo, S_{cls} e S_t sono rispettivamente la spinta totale del calcestruzzo e del terreno (a riposo) sulla superficie laterale del pannello; β , δ , λ , μ sono invece esponenti da determinare con una procedura di ottimizzazione numerica.

Si noti che il contenuto della prima parentesi dell'equazione (3) rappresenta l'angolo avente vertice nel punto di misura e definito dalle congiungenti di tale punto agli spigoli più esterni del pannello più vicino.

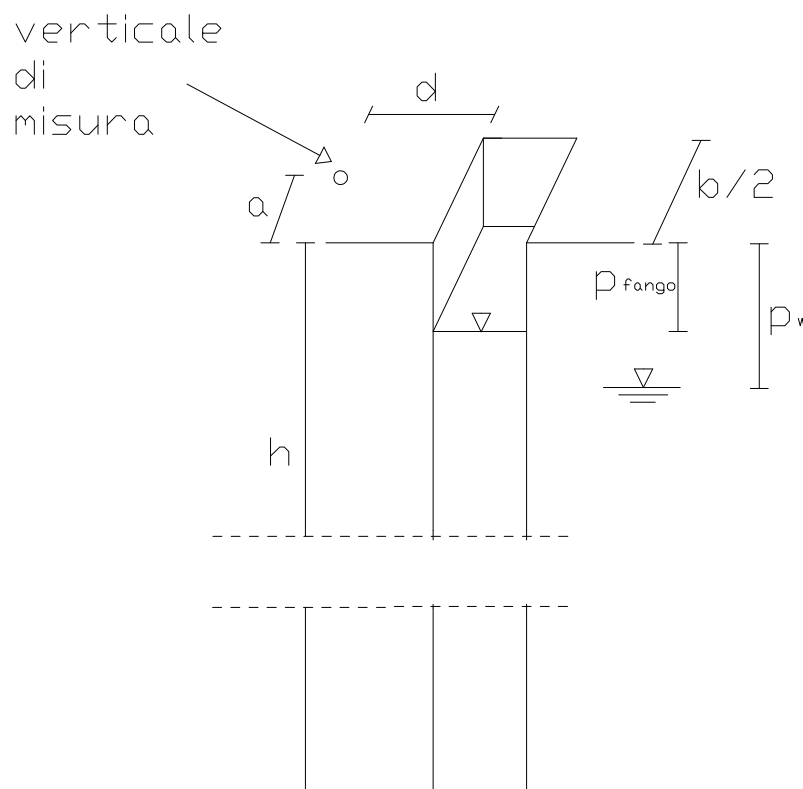


Figura 109. Geometria del singolo pannello

Sarebbe stato opportuno correlare il massimo spostamento anche al tempo di esecuzione dei lavori, ma ciò non è stato possibile per la scarsità di informazioni a riguardo. Con l'aumentare del tempo di scavo ci si aspetta un incremento degli spostamenti verso l'interno del pannello (a causa sia di effetti viscosi, che di dissipazione di sovrappressioni neutre), con l'aumentare del tempo di getto, o meglio della velocità di getto, ci si aspetta una diminuzione degli spostamenti verso l'esterno del pannello a causa di una minore spinta del calcestruzzo dovuta al progressivo irrigidimento dello stesso.

Per ottimizzare i parametri da assegnare alla formula sono stati presi in considerazione due metodi: massimizzare l' R^2 o minimizzare il parametro A in seguito definito.

L' R^2 , coefficiente di determinazione, è il quadrato del coefficiente di correlazione ed è definito come di seguito:

$$R^2 = \frac{ESS}{TSS} = 1 - \frac{RSS}{TSS}$$

Dove TSS è la devianza totale, ESS è la devianza spiegata dal modello e RSS è la devianza residua e sono definite come di seguito:

$$TSS = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$$

$$ESS = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2$$

$$RSS = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$$

Dove y_i sono i dati osservati, \bar{y} è la loro media, \hat{y}_i sono i dati stimati.

Si possono quindi scegliere i parametri del modello in modo tale che la R^2 sia massima e quindi il più possibile vicina ad 1.

Si noti però che il valore di R^2 è governato in maniera più significativa dai valori maggiori (in valore assoluto) dei dati.

Si osservino le tabelle 10 e 11 seguenti dove sono riportati degli ipotetici valori di y osservati e stimati ed il relativo valore di R^2 .

Tabella 10. Esempio di valore di R^2

Y reale	Y stimata
0,1	30
2	-20
5	-25
10	1
50	0
100	100
500	500
R^2	0,9756

Tabella 11. Esempio di valore di R^2

Y reale	Y stimata
0,1	0,1
2	2
5	5
10	10
50	50
100	100
500	300
R^2	0,7990

Si osserva (tabella 10) che ad un errore percentuale nella stima del valore maggiore (500) relativamente piccolo segue un R^2 minore che quello ottenuto assegnando valori praticamente arbitrari alla y stimata per y osservati minori (tab.11).

Per finalità ingegneristiche dove spesso l'obiettivo di una formula empirica è l'individuazione dell'ordine di grandezza di un parametro, una siffatta misura della correlazione tra grandezze stimate ed osservate sembra non essere del tutto adatta.

Si è quindi cercato un altro modo per stimare la correlazione tra dati osservati e stimati.

Si introduce il parametro A , che può essere chiamato scarto angolare quadratico medio.

La A è definita, facendo riferimento alla Figura 110., come la media dei quadrati degli angoli compresi tra la bisettrice del primo e del terzo quadrante ed i segmenti aventi come estremità l'origine degli assi e i punti aventi come coordinate le y osservate e quelle calcolate; tutti gli angoli sono presi in valore assoluto, in radianti, secondo la modalità indicata in figura.

Si ha una perfetta correlazione quando la A è pari a 0.

Facendo nuovamente riferimento ai valori scelti in precedenza, si ottiene per la tab. 10, $A=0.00051$, mentre per la tab. 11, $A=0.42$.

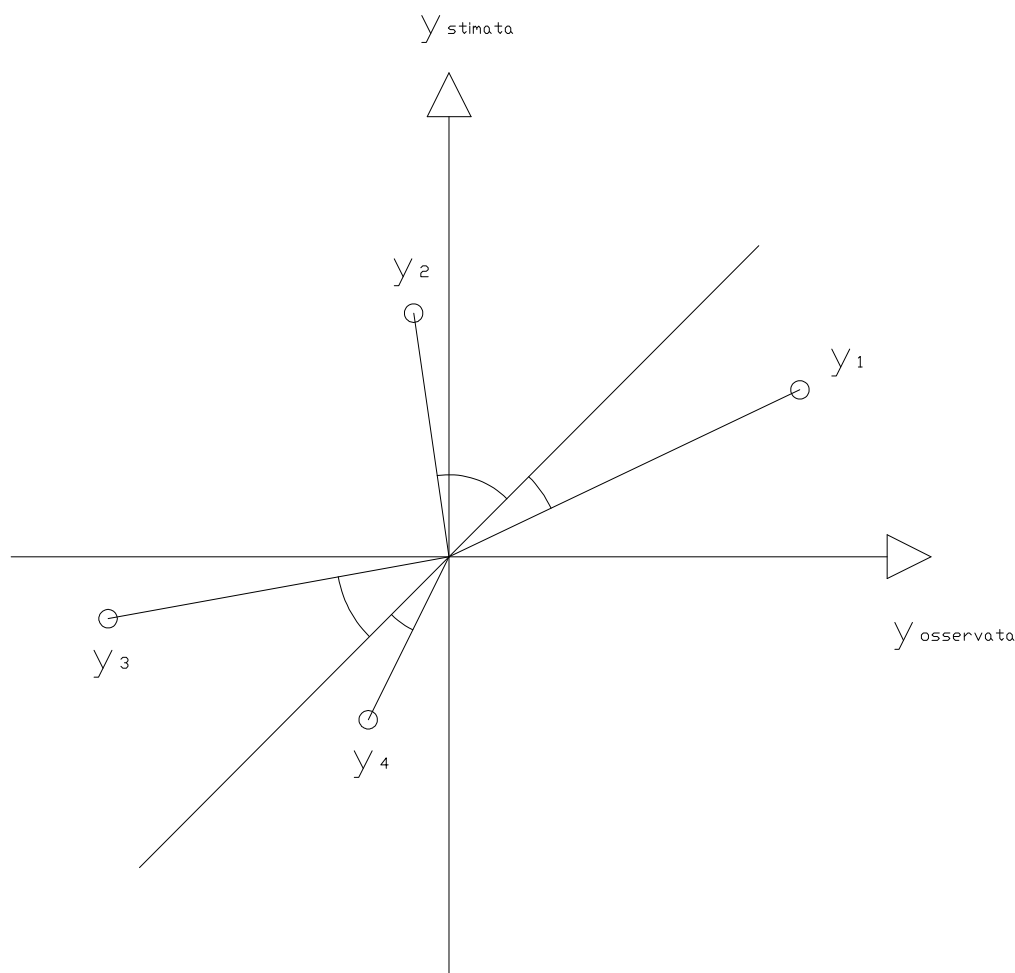


Figura 110. Definizione degli angoli utilizzato nel calcolo di A

Utilizzando tale approccio si corre il rischio di incorrere nel problema opposto: dare troppa importanza ai valori più bassi della y . Ad esempio, se si osserva un valore di y pari a 0 e si

stima un valore molto piccolo ma diverso da 0, si avrà un angolo risultante di $\pi/8$, che è molto elevato.

Alla luce di ciò si è scelto come parametro da massimizzare, per calibrare la formula, il rapporto tra R^2 ed A.

Si è deciso quindi di calibrare tale formula sulle *case histories* riportate nel paragrafo precedente, ad eccezione di Lachler et al.(2006) utilizzata per verifica (la formula è stata successivamente validata anche tramite analisi numeriche ed un ulteriore *case history*).

La c_u è stata calcolata tramite una delle due formule seguenti:

$$c_u = 0,05 \cdot N \quad (\text{kg/cm}^2)$$

(Stroud 1974)

$$c_u = \frac{q_u \cdot \sigma_v}{20} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

(Viggiani 2003)

dove N e q_u sono riferite rispettivamente a prove SPT e CPT.

Il K_0 è stato ricavato tramite le:

$$K_0(\text{OC}) = K_0(\text{NC}) \cdot \text{OCR}^{\tan \varphi'}$$

(Mayne e Kulhawy 1982)

$$K_0(\text{NC}) = 1 - \tan \varphi'$$

(Jaky 1944)

$$\text{OCR} = \left(\frac{c_u}{0,25 \cdot \sigma} \right)^{1,25}$$

(Ladd e Foot 1974)

dove σ è la tensione verticale efficace e l'angolo di attrito è stato stimato servendosi della tabella 12:

Tabella 12. Valori tipici delle caratteristiche di argille (da Piling Handbook, 2001)

Descrizione	Indice di plasticità (%)	C_u (kN/m ²)	ϕ' (°)
Molto tenera	> 80	< 20	15
Tenera	80	20 – 40	15
Mediamente consistente	50	50 – 75	20
Molto consistente	30	100 – 150	25
Dura	15	> 150	30

La E è stata stimata tramite il seguente grafico:

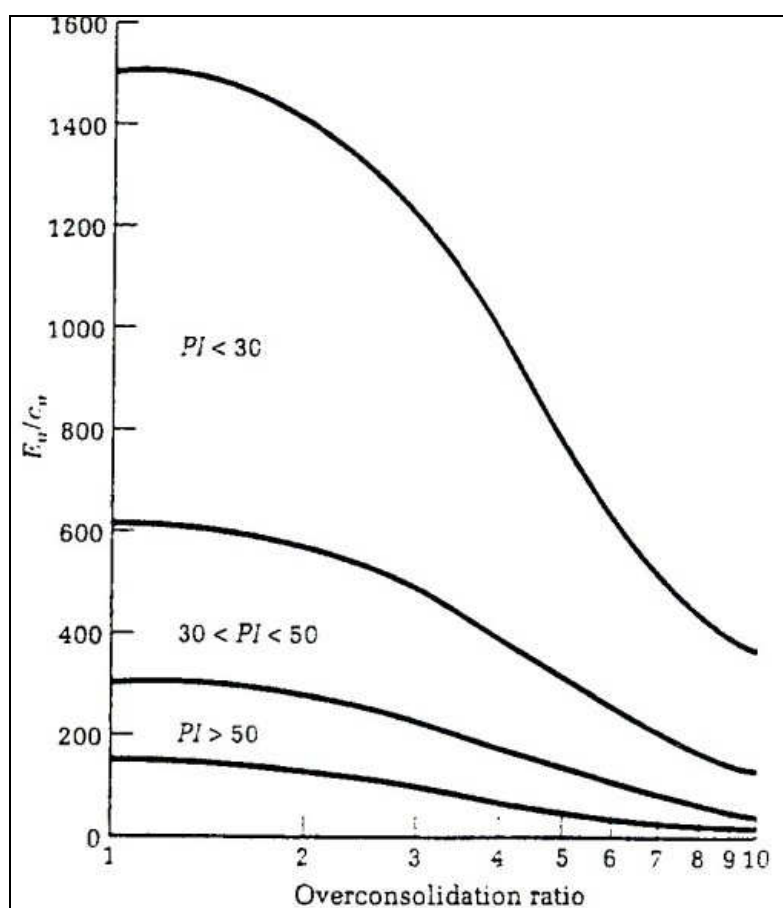


Figura 111. Grafico utilizzato per stimare la rigidezza dei terreni a grana fina (Duncan e Buchignani 1976)

La h_c , nei casi in cui non è stata misurata, è stata posta pari a $0,25 \cdot h$ e risulta generalmente compresa tra i 4 e gli 8 m.

Nei casi in cui si ha uno strato di terreno molle sopra uno molto più rigido si osservano spostamenti nei terreni rigidi trascurabili rispetto a quelli dei terreni molli. In tali casi si è considerata l'altezza del pannello pari all'altezza dello strato deformabile.

L'ottimizzazione numerica dell'insieme dei 5 parametri presenti nelle relazioni da (1) a (4) ha condotto ai seguenti valori:

Tabella 13. Valori dei parametri ottenuti dall'ottimizzazione dei dati

α	β	δ	λ	μ
100	0.5	1.43	0.5	2.16

In definitiva la formula (2) diventa:

$$\frac{s_{\max}}{h} = 100 \cdot \sqrt{\arctan\left(\frac{\frac{b}{2} - a}{d}\right) + \arctan\left(\frac{\frac{b}{2} + a}{d}\right)} \cdot \left(\arctan\frac{h}{d}\right)^{1.43} \cdot \sqrt{\left(\frac{h \cdot \gamma_{cls}}{E}\right)} \cdot \left[1 - \left(\frac{S_{cls}}{S_t}\right)^{2.16}\right]$$

Utilizzando tale formula per stimare i dati di letteratura sulla quale è stata calibrata si ottiene un valore di R^2 pari a 0.97, e di A pari a 0,017.

In Figura 112 si osserva che lo spostamento calcolato è generalmente compreso tra il doppio e la metà di quello misurato (linee rosse in figura). Ciò fa ben sperare sulla validità della formula, anche ricordando che tali spostamenti possono avere sia valori positivi che negativi. Ulteriore osservazione a favore della validità di tale formula è la capacità di prevedere gli spostamenti misurati da Lachler et al. che non sono stati utilizzati per la calibrazione della stessa.

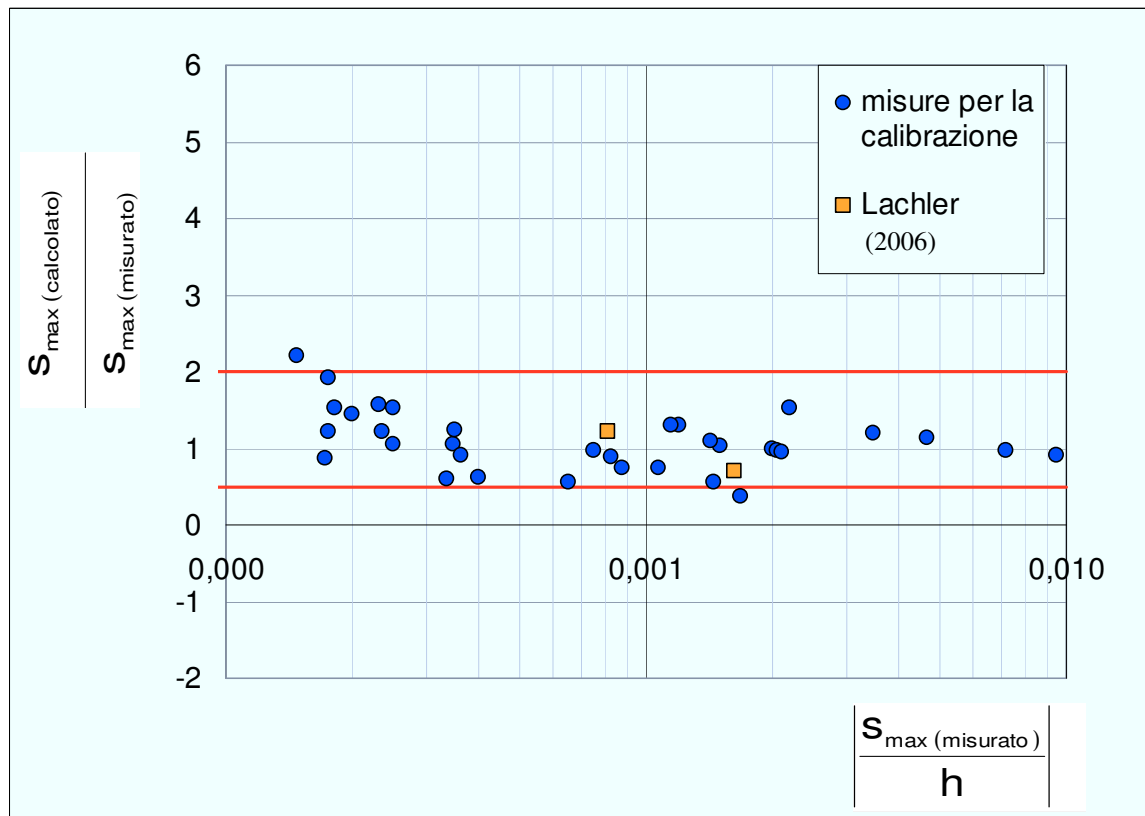


Figura 112. Rapporto tra lo spostamento massimo calcolato e misurato in funzione di quello adimensionalizzato rispetto all'altezza del pannello

Similmente in Figura 113 si osserva che diagrammando gli spostamenti normalizzati misurati in funzione di quelli calcolati i punti si dispongono approssimativamente sulla bisettrice del primo e del terzo quadrante a conferma della buona correlazione tra le due serie di numeri.

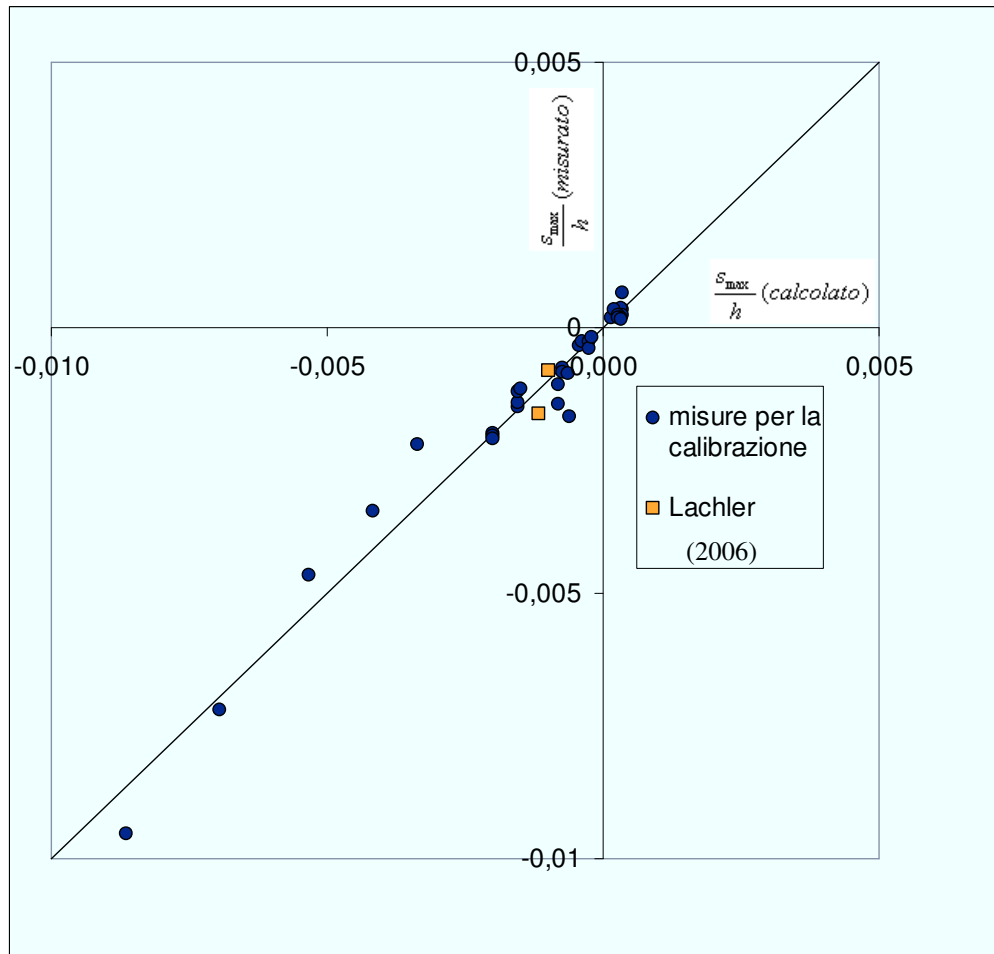


Figura 113. Relazione tra i massimi spostamenti calcolati e misurati, adimensionalizzati rispetto all'altezza del pannello

Sono di seguito riportate delle semplici analisi parametriche, nelle quali si sono assegnati alla formula i valori dei parametri mostrati in tabella 14.

Tabella 14. Valori utilizzati nell'analisi parametrica

H (m)	B (m)	E (Mpa)	γ (kg/cm ³)	γ cls (kg/cm ³)	γ f (kg/cm ³)	p falda (m)	a (m)	K0
20	6	40	0,0018	0,0025	0,0012	1	0	0,5

Nelle figure a seguire si mostra la variazione dello spostamento massimo previsto dalla formula in funzione della distanza della misura dalla paratia e di altri parametri quali l'altezza dello scavo (Figura 114), la larghezza del singolo pannello (Figura 115), il coefficiente di spinta a riposo (Figura 116) e l'altezza critica del calcestruzzo gettato (Figura 117).

Come ci si aspettava si osserva la crescita dello spostamento con l'aumentare dell'altezza di scavo e della larghezza del pannello e con il diminuire della distanza.

Si osservi che per distanze molto piccole lo spostamento stimato è poco influenzato dal variare della larghezza del pannello, mentre lo è maggiormente oltre una certa distanza (comunque inferiore al metro).

Si noti come a parità di altri fattori un diverso valore del coefficiente di spinta a riposo può portare a spostamenti di segno opposto, lo stesso dicasi per gli altri parametri che regolano la spinta del terreno e quella del calcestruzzo.

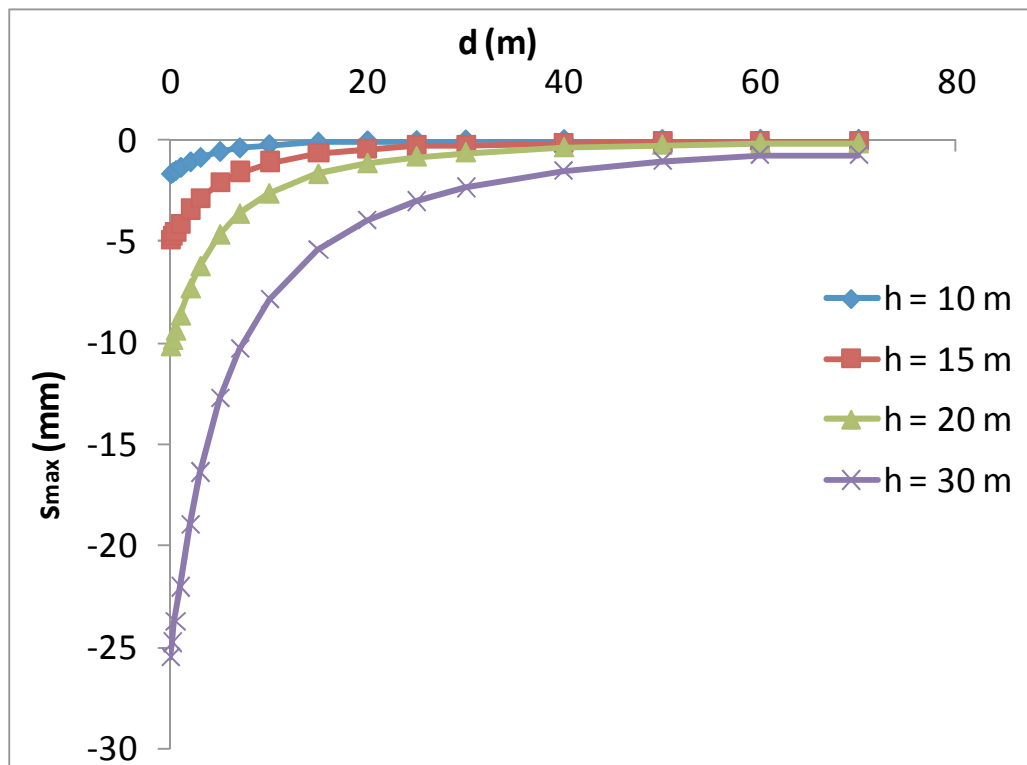


Figura 114. Spostamento massimo in funzione di distanza dalla paratia e profondità della stessa

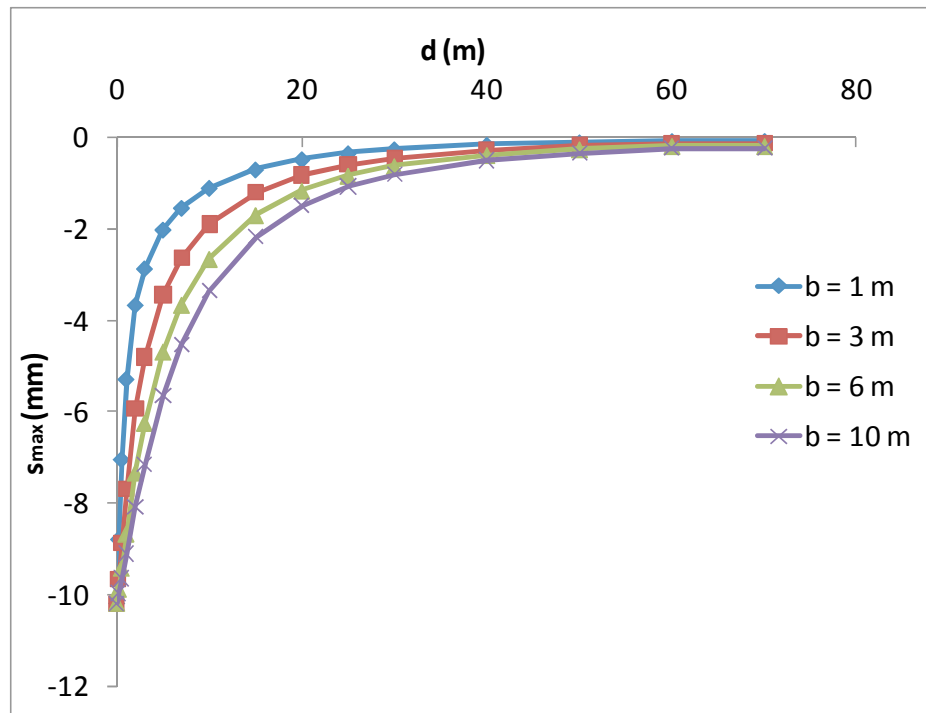


Figura 115. Spostamento massimo in funzione di distanza dalla paratia e larghezza dei pannelli

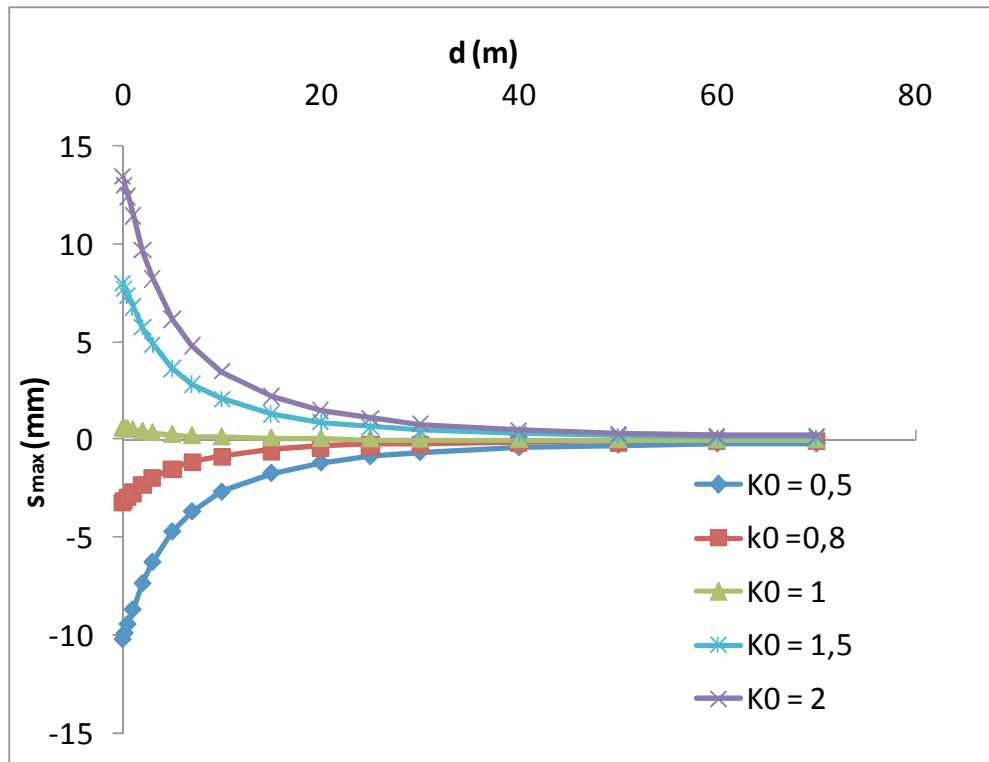


Figura 116. Spostamento massimo in funzione di distanza dalla paratia e coefficiente di spinta a riposo

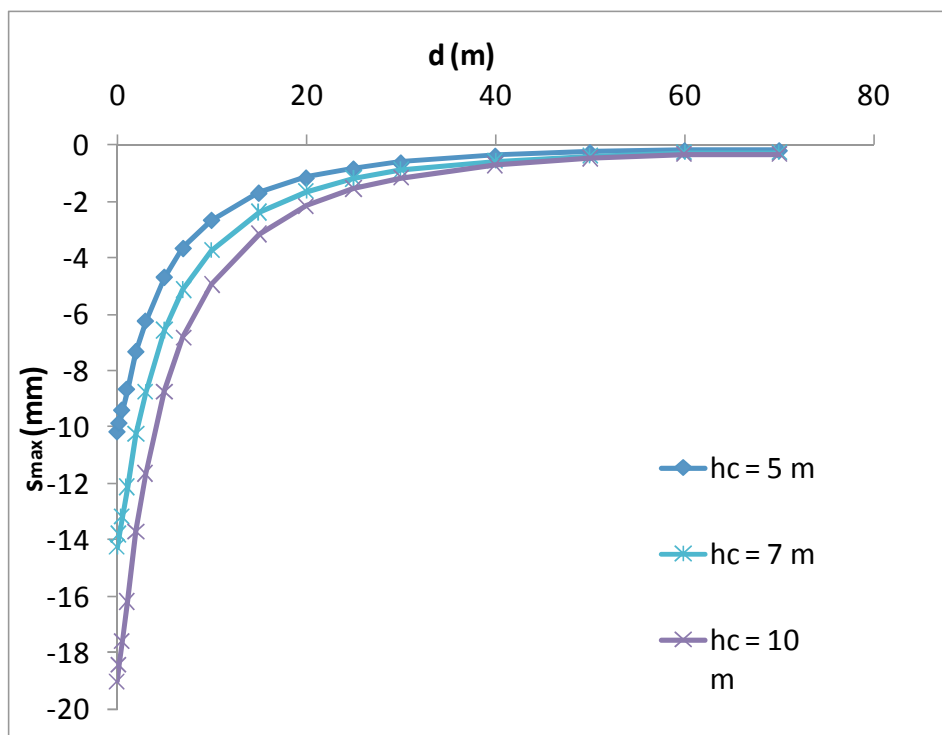


Figura 117. Spostamento massimo in funzione di distanza dalla paratia e altezza critica della distribuzione della spinta del calcestruzzo

Nell'utilizzare tale formula è da porre particolare attenzione ai casi in cui il rapporto tra la spinta del calcestruzzo e quella del fango è circa pari ad 1. Quando questo rapporto tende ad 1, lo spostamento stimato tende a 0. Nella realtà, quando si ha tale condizione, si osserverà uno spostamento verso il terreno nella parte alta dello scavo e verso il pannello nella parte bassa, ciò è dovuto alla distribuzione bilineare del calcestruzzo.

Da notare che se si ipotizza una paratia poco profonda per la quale si stimano spostamenti verso il terreno, all'aumentare della profondità dei pannelli, gli spostamenti stimati prima tendono a crescere, a causa della maggiore superficie dei pannelli, poi cominciano a decrescere, in quanto con la profondità la spinta del terreno tende a prevalere su quella del calcestruzzo, fino ad arrivare nei casi estremi ad un'inversione del verso degli spostamenti.

3.4 Alcune simulazioni della realizzazione di un pannello atte ad una prima validazione della formula empirica proposta

Per meglio capire i meccanismi dovuti alla realizzazione di un pannello in calcestruzzo si sono eseguite 8 analisi agli elementi finiti utilizzando il programma commerciale Plaxis 3D Foundation. I risultati di tali analisi sono stati utilizzati per una prima validazione della formula empirica proposta.

È stato eseguito solo un limitato numero di analisi, considerando pannelli larghi 6 m e profondi 16 o 20 m. Il terreno è stato considerato a grana fina, eseguendo analisi non drenate in termini di tensioni totali.

Data la doppia simmetria del problema considerato si è scelto di modellare solo un quarto del pannello.

Il volume di interesse scelto ha una lunghezza di 70m (nella direzione ortogonale al lato lungo del pannello), una larghezza di 50 m ed una profondità di 50m; tale volume è diviso in circa 22400 elementi “wedge” (cuneo) le dimensioni dei quali vanno diminuendo avvicinandosi al pannello come si può osservare in Figura 118.

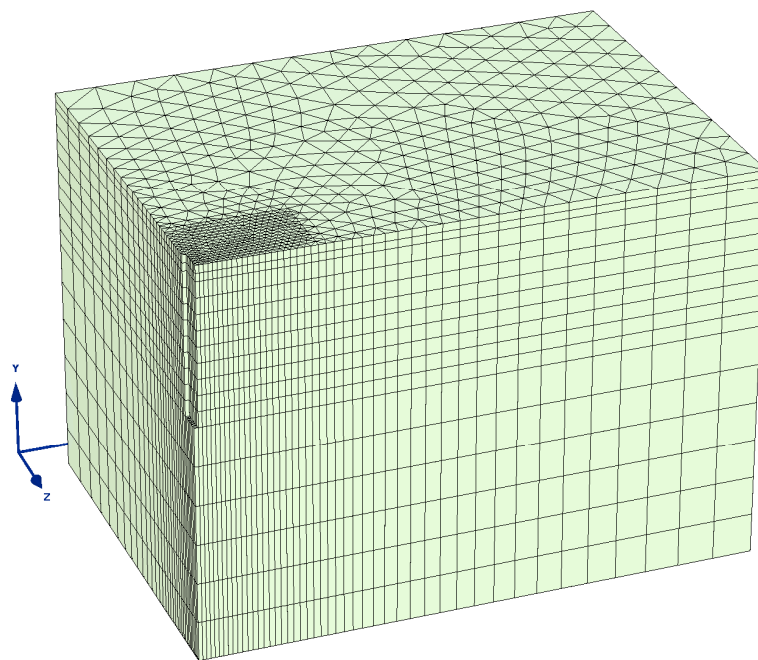


Figura 118. Reticolo utilizzato nelle analisi numeriche

Il terreno è stato modellato utilizzando un modello costitutivo elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb. Tale modello non sembra essere il più adeguato per una corretta stima degli spostamenti, ma può comunque essere utile per individuarne l'ordine di grandezza. I limiti principali di tale modello stanno nel fatto che ha un grande dominio elastico, mentre il terreno plasticizza da subito; altro limite importante è l'uguaglianza tra il modulo di elasticità in fase di carico e di scarico. C'è da precisare però che, essendo gli scavi simulati molto lontani dalla condizione di collasso, si può ipotizzare che il terreno plasticizzerebbe poco.

Il cordolo che viene generalmente costruito alla sommità del pannello è stato simulato utilizzando elementi “wall” considerati elastici lineari, con la rigidità del calcestruzzo.

La fase di scavo è stata simulata per passi di 2m ciascuno, eliminando il terreno ed inserendo lungo le pareti orizzontali e verticali sforzi normali pari a quelli esercitati dal fango.

La fase di getto del calcestruzzo è stata simulata per passi incrementando gli sforzi verticali alla base del pannello e quelli orizzontali in modo da ottenere una distribuzione bilineare degli sforzi con gradiente nella parte alta del pannello pari al peso per unità di volume del calcestruzzo e nella parte bassa pari a quella del fango, è stata scelta una h_c (profondità alla quale si ha il cambio di gradiente) pari a 0,25 h.

Il peso specifico del fango è stato posto pari a 12 kN/m^3 coerentemente a quanto osservato da Filz et al. (2004) che mettono in luce il fatto che, utilizzando fanghi con peso specifico iniziale pari a $10,2 \text{ kN/m}^3$, si osserva un aumento del peso specifico all'interno del pannello a causa di detriti di terreno in sospensione, arrivando a valori che variano, per i casi da loro studiati, tra 11,5 e $12,6 \text{ kN/m}^3$.

Il peso specifico del calcestruzzo è stato posto pari a 25 kN/m^3 .

Altezza massima di fango e calcestruzzo sono stati posti pari al piano campagna.

In Tabella 155 sono riportate le principali caratteristiche meccaniche e geometriche riguardanti le analisi: altezza di scavo, coesione non drenata, rapporto tra modulo di rigidezza e coesione non drenata, peso per unità di volume del terreno, profondità della falda, distanza della misura, coefficiente di spinta a riposo e spostamento massimo calcolato dalle analisi.

Tabella 15. Parametri utilizzati nelle analisi numeriche

analisi	h (m)	C_u (kg/cm^2)	E_u/C_u	γ (kg/cm^3)	p falda (m)	d (m)	k_0	s(mm)
clay1	20	1	300	0,0018	2	0,243	0,5	-7,87
clay1	20	1	300	0,0018	2	0,985	0,5	-7,41
clay2	20	1	500	0,0018	2	0,243	0,5	-3,86
clay2	20	1	500	0,0018	2	0,985	0,5	-3,62
clay3	20	1	500	0,0018	2	0,243	1,5	12,26
clay3	20	1	500	0,0018	2	0,985	1,5	11,8
clay4	20	0,6	250	0,0019	1	0,243	0,737	-13,25
clay4	20	0,6	250	0,0019	1	0,985	0,737	-12,58
clay5	16	0,6	500	0,0019	1	0,243	1	4,05
clay5	16	0,6	500	0,0019	1	0,985	1	3,86
clay6	16	0,6	500	0,0021	1	0,243	1	7,01
clay6	16	0,6	500	0,0021	1	0,985	1	6,69
clay7	16	0,6	500	0,0017	1	0,243	1	-3,14
clay7	16	0,6	500	0,0017	1	0,985	1	-2,92
clay8	16	0,6	500	0,0021	1	0,243	1,5	11,72
clay8	16	0,6	500	0,0021	1	0,985	1,5	11,33

Si è scelto di mostrare gli spostamenti ad una distanza non superiore al metro ed ad eccentricità nulla rispetto all'asse del pannello per poter rendere maggiormente confrontabili questi spostamenti (causati dalla realizzazione di un solo pannello) con quelli calcolati dalla formula empirica (causati dalla costruzione dell'intera paratia). Per posizioni della misura non troppo distanti dal pannello e dal suo asse si può ragionevolmente presupporre che gli spostamenti causati dai pannelli adiacenti siano di modesta entità rispetto a quelli causati dal pannello frontale.

In Figura 119 sono mostrati i risultati di una di tali analisi, in questo caso si sono avuti spostamenti verso l'interno del pannello.

Si può osservare come il massimo spostamento ortogonale alla faccia maggiore del pannello (u_x), si trovi nella metà inferiore del pannello, generalmente invece, quando tali spostamenti sono diretti verso l'esterno del pannello, lo spostamento massimo si ha nella metà superiore del pannello come si può osservare in Figura 120 (ciò è dovuto alla distribuzione bilineare delle spinte del calcestruzzo). Quanto appena detto è valido nella situazione ideale di terreno omogeneo, nei casi reali generalmente il K_0 in superficie è maggiore che in profondità (essendo generalmente maggiore il grado di sovraconsolidazione) e ciò va parzialmente a bilanciare l'effetto descritto sopra; inoltre in terreni stratificati tale discorso si complica notevolmente.

In Figura 119 è riportata una sezione orizzontale passante nella zona in cui si hanno i massimi spostamenti; si può osservare che uno spostamento u_x dell'ordine del 10% di quello massimo (a distanza nulla dal pannello) è riscontrato lungo l'asse ortogonale al pannello fino ad una distanza confrontabile con la profondità massima del pannello, mentre nella direzione ortogonale uno spostamento tale è riscontrato a distanza molto inferiore. Ciò è dovuto ad un maggiore effetto arco ortogonalmente al lato corto.

In Figura 121 sono riportati tre profili degli spostamenti orizzontali ottenuti lungo la stessa verticale, utilizzando modelli del tutto simili tranne che per il peso specifico del terreno considerato si osserva come si possono avere spostamenti verso l'interno, l'esterno o contemporaneamente entrambi, in una situazione simile ci si può trovare anche cambiando il K_0 . In tale figura la convenzione sugli spostamenti è da considerarsi opposta a quella usata fin ora, si avranno quindi spostamenti verso l'interno del pannello negativi.

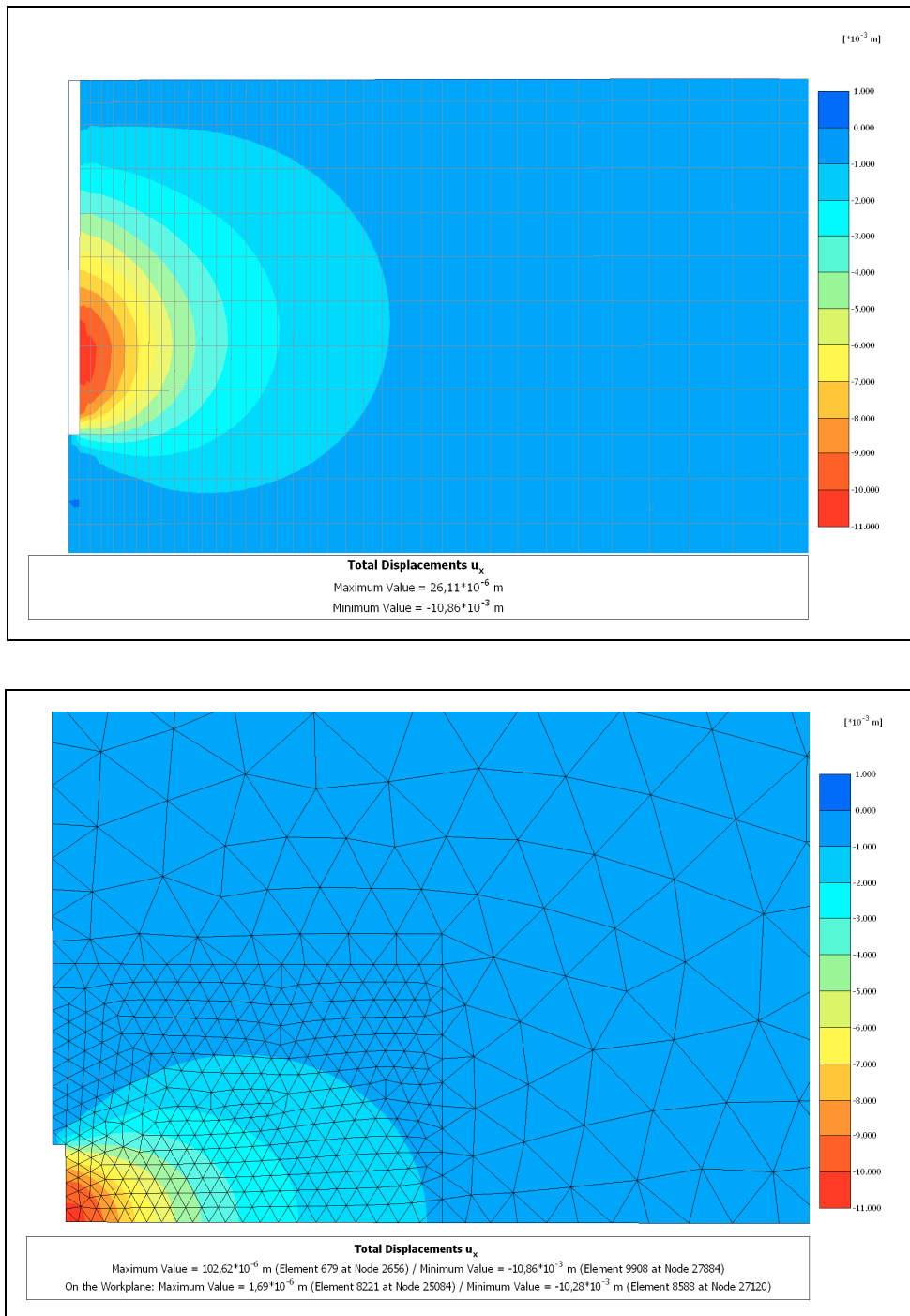


Figura 119. Spostamenti (verso l'interno del pannello) indotti dalla realizzazione del pannello

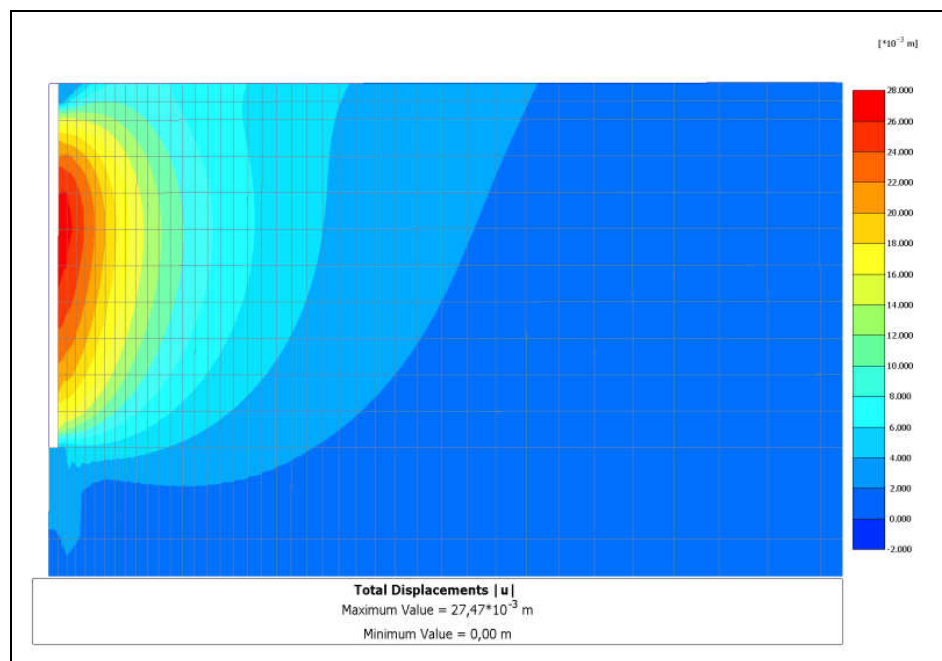


Figura 120. Spostamenti (verso l'esterno del pannello) indotti dalla realizzazione del pannello

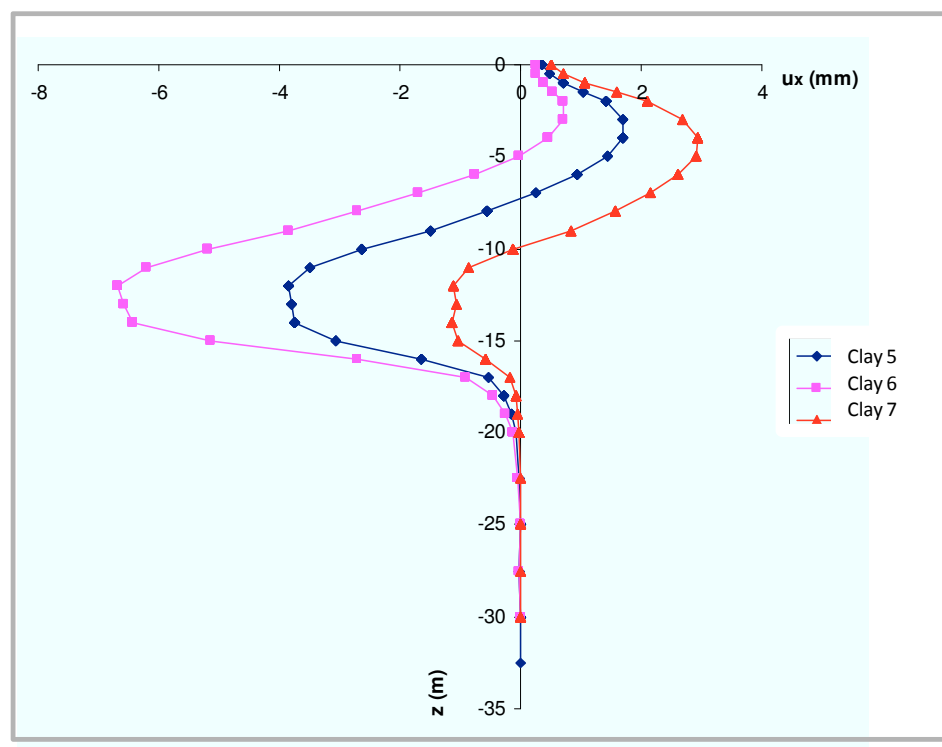


Figura 121. Profili inclinometrici ottenuti da tre analisi numeriche (spostamenti negativi se verso il pannello)

In Figura 122 e in Figura 123 si ripropongono i grafici presentati nel paragrafo precedente ai quali sono stati aggiunti i punti relativi alle analisi numeriche. I risultati delle analisi numeriche sono stati considerati come dati reali che la formula avrebbe dovuto prevedere. Si osserva che la formula riesce, sebbene con una dispersione maggiore rispetto ai punti mostrati in precedenza, a prevedere l'ordine di grandezza di tali spostamenti. Tendenzialmente i valori dello spostamento stimati sono leggermente superiori a quelli "misurati". Ciò è plausibilmente dovuto al fatto che nelle analisi si è simulato un solo pannello mentre la formula è stata calibrata su spostamenti causati dall'intera paratia che quindi risultano maggiori di quelli dovuti al singolo pannello.

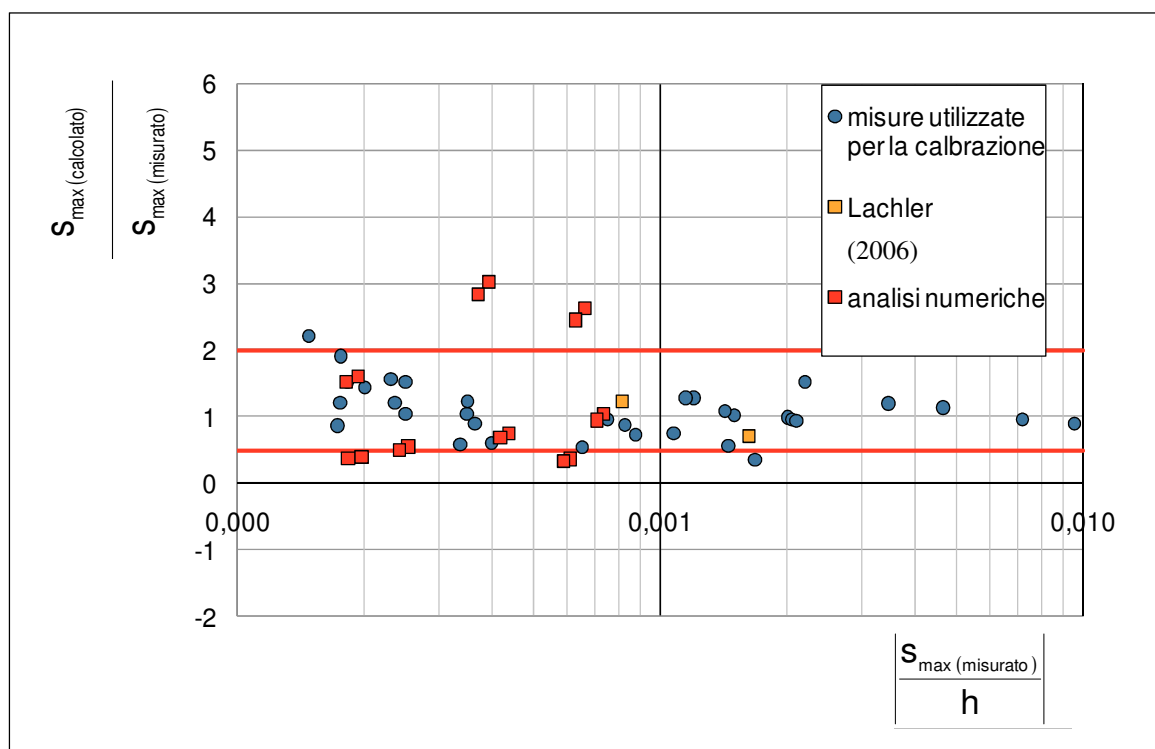


Figura 122. Rapporto tra lo spostamento massimo calcolato e misurato in funzione di quello adimensionalizzato

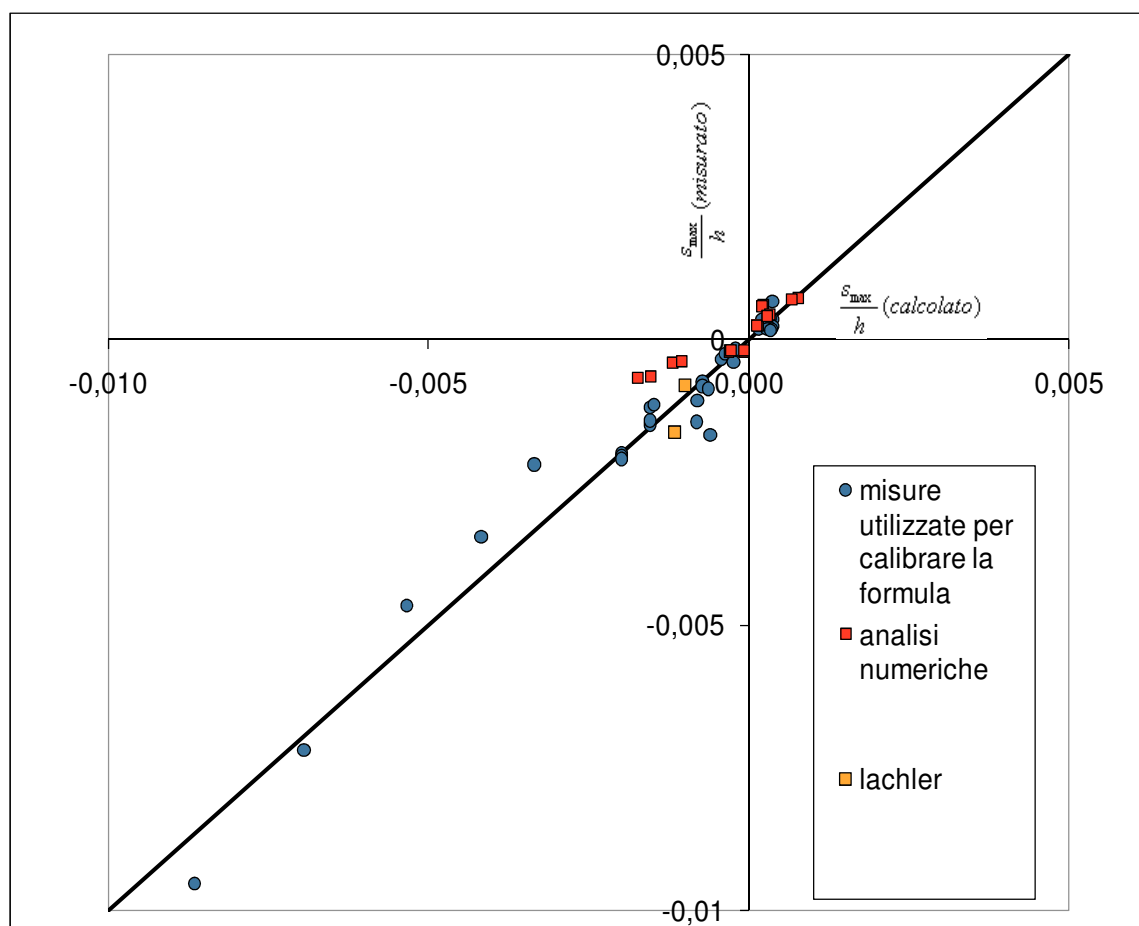


Figura 123. Relazione tra i massimi spostamenti calcolati e misurati, adimensionalizzati

4 Il caso della stazione metropolitana di San Pasquale

4.1 Indagini geotecniche

Nell'ambito della progettazione di una nuova linea metropolitana a Napoli (linea 6) è stata prevista la realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale. Per la realizzazione di tale opera, situata in un'area fortemente antropizzata, è stata prevista la realizzazione di uno scavo profondo circa 28 m sostenuto da paratie di pannelli a T profondi circa 50 m.

Sono state previste, per la progettazione dell'opera, diverse campagne di indagini geotecniche, alcuni dei risultati vengono riassunti in seguito.

Nella campagna di indagini del 2005, sono stati eseguiti 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti ben all'interno del banco di tufo giallo napoletano e 8 sondaggi a distruzione per l'identificazione della quota di rinvenimento del tetto del banco di tufo. In tutti i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT per la stima delle caratteristiche dei materiali sciolti posti al di sopra del banco tufaceo. Nei due sondaggi a carotaggio continuo ed a varie profondità nel banco tufaceo sono state eseguite prove di permeabilità in sito tipo Lugeon.

Come si può vedere in Figura 124, riportante la pianta della stazione antecedente le modifiche relative per lo più alle "discenderie", i due sondaggi geotecnici a carotaggio continuo S1 ed S2 sono stati eseguiti in due spigoli del pozzo di stazione in progetto mentre i sondaggi a distruzione da SG1 a SG8 sono stati eseguiti lungo i lati lunghi del pozzo medesimo.

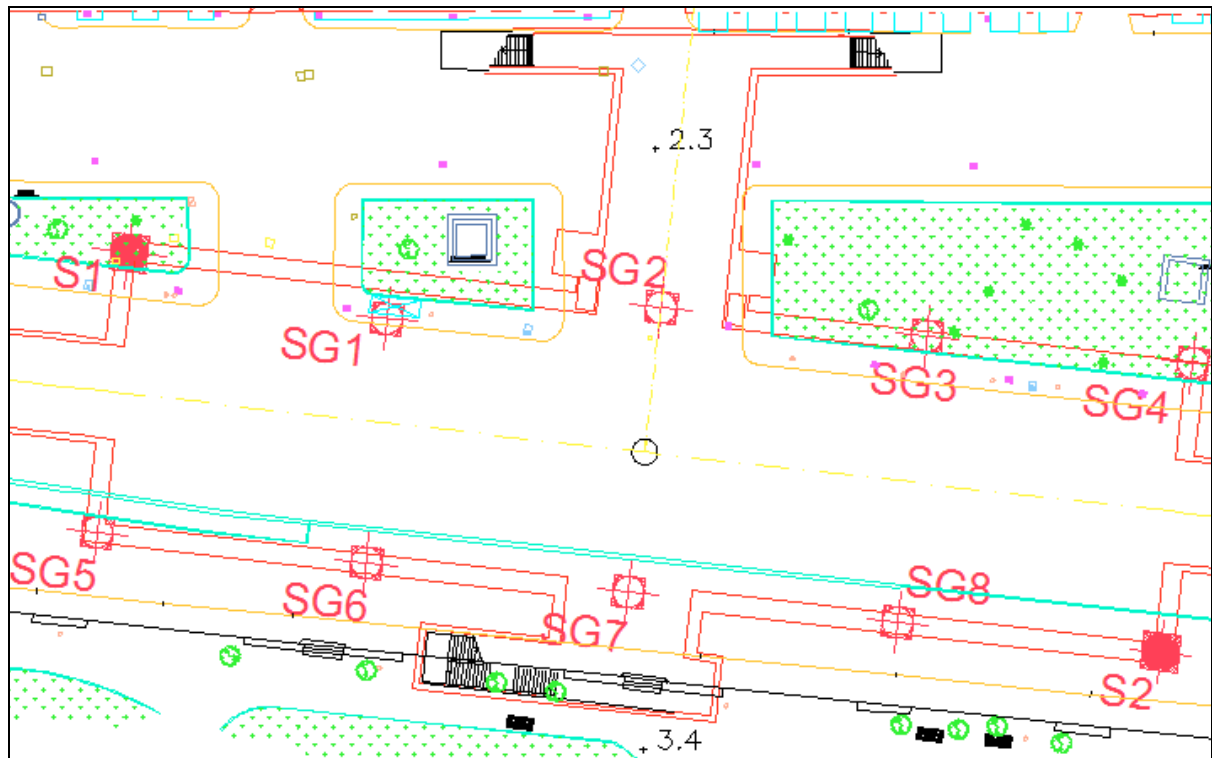


Figura 124. Posizione dei sondaggi rispetto alla pianta dello scavo principale

Tabella 16. Risultati dei sondaggi

Sond.	Quota p.c. (m s.l.m.)	Prof. (m)	SPT	Quota falda (m s.l.m.)	Prof. tetto tufo (m)	Quota tetto tufo (m s.l.m.)
S1	2,23	44,5	8	1,2	34,2	-31,97
S2	2,06	45	9	1,2	41	-38,94
SG1	2,27	45	9	1,2	40,7	-38,43
SG2	2,27	49	9	1,2	44,5	-42,23
SG3	2,27	52,5	9	1,2	47,5	-45,23
SG4	2,29	43	8	1,2	38	-35,71
SG5	2,03	41	8	1,2	36	-33,97
SG6	2,37	45		1,2	40	-37,63
SG7	2,29	41,5	8	1,2	36,5	-34,21
SG8	2,01	50	9	1,2	45,5	-43,49

Come già detto, in tutti i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche SPT a varie profondità; i relativi risultati sono riportati in diagramma nella Figura 125.

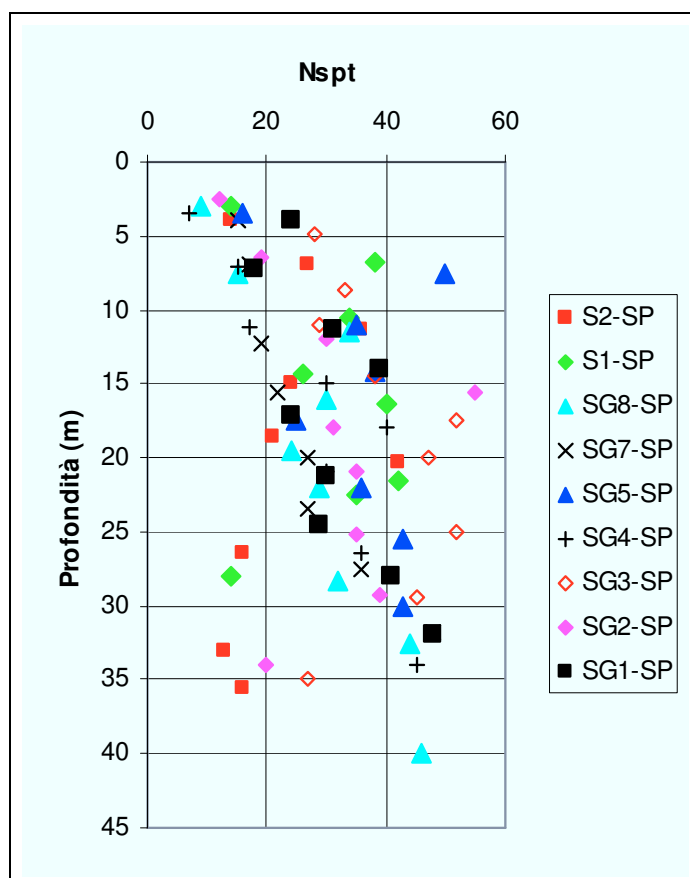


Figura 125. Risultati di prove SPT

Nei sondaggi S1 ed S2 sono state condotte 9 prove di permeabilità in sito Lugeon a varie profondità nel banco di tufo giallo napoletano. Nella Tabella 17 sono riportate le profondità dei tratti di prova ed i relativi risultati in termini di permeabilità.

Tabella 17. Permeabilità del tufo

Sondaggio	Tratto in prova (m dal p.c.)	Terreno	k (cm /sec)
S1	34,00-36,00	tufo	1,66E-04
S1	36,20-38,20	tufo	1,53E-05
S1	38,50-40,50	tufo	4,38E-05
S1	40,30-42,50	tufo	4,22E-05
S1	42,50-44,50	tufo	5,18E-05
S2	41,50-43,50	tufo	8,40E-05
S2	43,50-45,50	tufo	2,03E-05
S2	45,50-47,50	tufo	2,28E-05
S2	47,50-49,50	tufo	3,86E-05

Nella zona interessata dallo scavo del pozzo di stazione si rinviene la falda ad una profondità di circa 1 m dal piano campagna.

I sondaggi a carotaggio S1 ed S2 consentono di riscontrare la presenza di una stratigrafia piuttosto variabile fino ad una profondità di circa 20-21 m dal piano campagna. In questo primo tratto sono presenti alcuni metri di riporti sabbiosi, seguiti da sottili strati di cineriti e pomici che costituiscono intercalazioni in uno strato di sabbia definito come depositi di spiaggia e retroduna.

Più in profondità la stratigrafia acquista caratteristiche di maggiore regolarità ed uniformità ed è caratterizzata dalla presenza di piroclastiti in sede fino alla profondità di 32-33 m. A tale profondità si riconosce la presenza di un paleosuolo che separa le piroclastiti in sede dalla pozzolana del tufo giallo napoletano, che si trova a sua volta a contatto con il tetto della formazione del banco tufaceo.

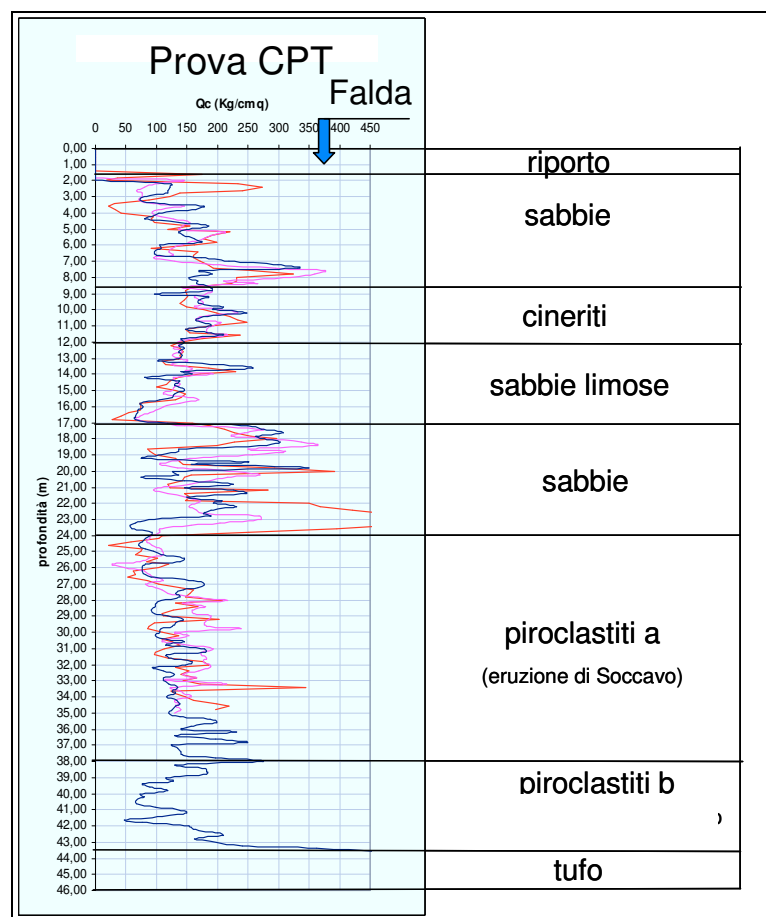


Figura 126. Profilo stratigrafico

L'andamento del tetto del tufo è stato ricostruito mediante i 10 sondaggi riportati nella Tabella 16. I dati mostrano che il tetto del tufo ha un andamento alquanto irregolare, trovandosi ad una profondità variabile tra i 34 m e i 47 m dal piano campagna.

La massima profondità dello scavo principale è di circa 28 m dal p.c. corrispondente ad una quota di circa -26 m s.l.m. Dunque la quota di fondo scavo, nella zona lato Mergellina (ovest), è di 6-8 metri superiore a quella del tetto del banco di tufo; in alcuni punti tale distanza sfiora i 20 m.

Le prove di permeabilità eseguite nel banco di tufo, i cui dati sono restituiti integralmente nella Tabella 17, forniscono una permeabilità media pari a $5,4E-05$ cm/s. La media riferita al solo sondaggio S1 è pari a $6,4E-05$ cm/s mentre la media riferita al solo sondaggio S2 è pari a $4,1E-05$ cm/s.

Le due prove penetrometriche CPT eseguite nel 2008 (Fig. 127) confermano le buone caratteristiche meccaniche dei materiali sciolti presenti al di sopra del tufo già indagate attraverso prove SPT nella campagna del 2005.

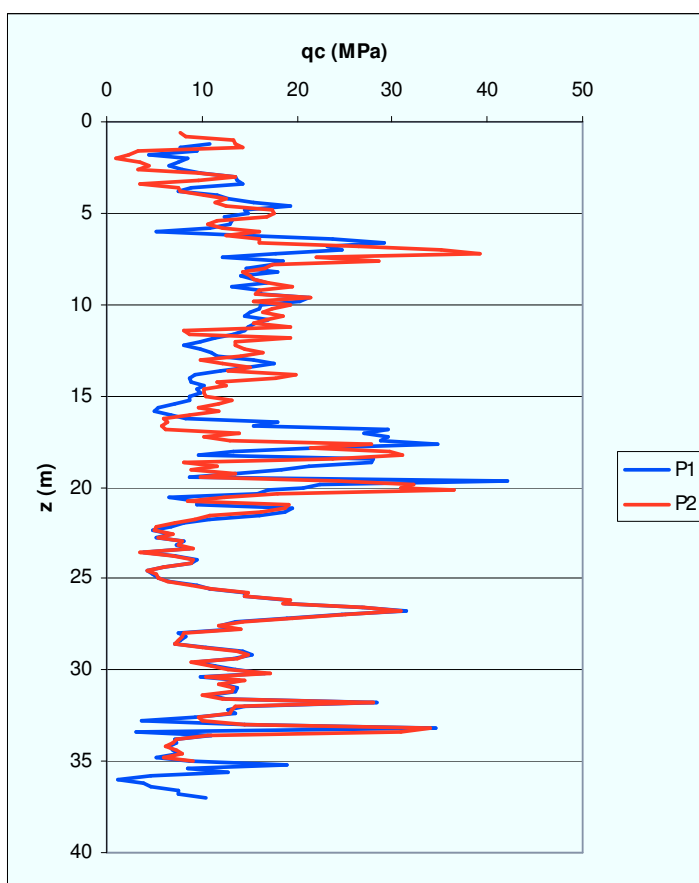


Figura 127. Prove penetrometriche statiche

Sempre nel 2008 è stata eseguita una prova *cross hole* spinta fino alla profondità di 46 m. Sono state misurate le velocità delle onde di compressione P e di taglio S (Fig.128).

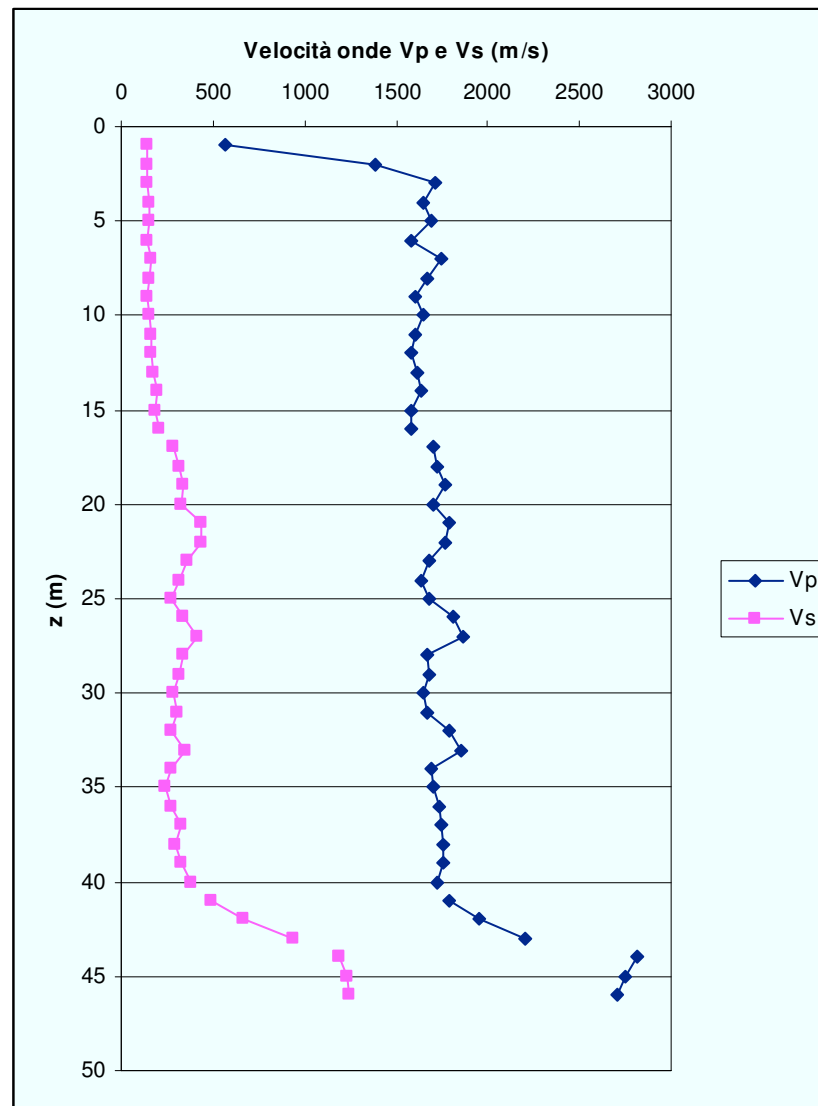


Figura 128. Risultati di prove cross-hole

I valori del modulo di rigidezza a taglio iniziale sono stati ottenuti dalle velocità delle onde S che sono comprese tra 150 e 350 m/s. Fanno eccezione i primissimi metri con valori leggermente inferiori e gli ultimi metri in prossimità del tufo dove i valori sono ben superiori a 500 m/s.

In Figura 129 sono sintetizzati i risultati delle indagini (è riportata solo la q_c media) ed il profilo delle rigidezze iniziali.

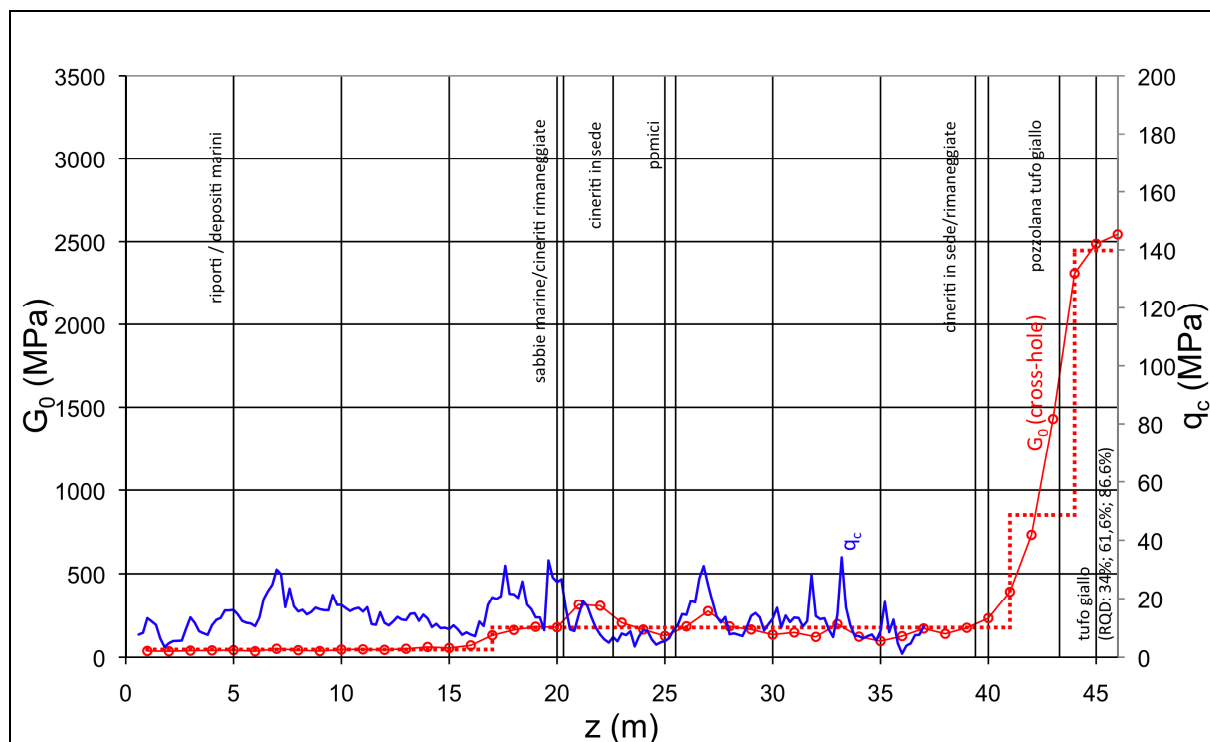


Figura 129. Profilo stratigrafico da prove CPT e cross-hole

Da quanto emerge da tali indagini, il terreno è abbastanza variabile orizzontalmente e verticalmente, ma si può ragionevolmente schematizzare con un primo banco di sabbia profondo all'incirca 20 m, un secondo banco di pozzolane profondo circa 20 m posto su un substrato di tufo.

4.2 Descrizione del progetto

La parte centrale della stazione S. Pasquale sarà costituita da uno scavo a cielo aperto con forma in pianta rettangolare di dimensioni 23,6 m x 85 m circa; ubicato in corrispondenza dello slargo della Riviera di Chiaia adiacente la Piazza S. Pasquale a Chiaia (fig. 130).

La profondità massima di scavo risulta pari a circa 28 m, mentre i pannelli perimetrali in c.a. con sezione a T si spingeranno ad una profondità di circa 50 m al di sotto del p.c., per potersi attestare nel tufo.

I diaframmi saranno controventati; a fondo scavo sarà realizzato un solettone di fondo in c.a.. Successivamente si procederà dal basso verso l'alto con la costruzione della scatola strutturale di stazione e con la rimozione dei puntoni provvisori.

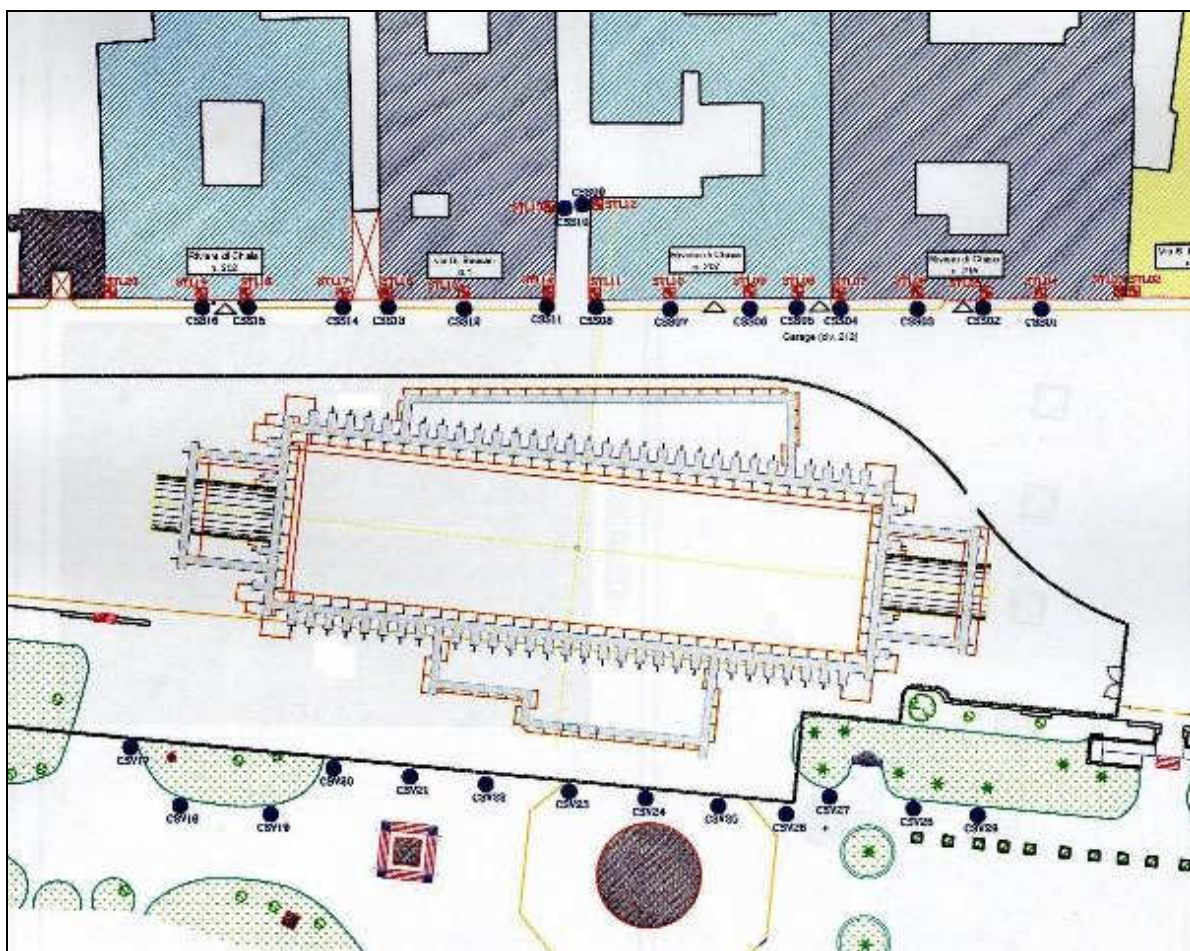


Figura 130. Planimetria della stazione

La stazione è dotata di due uscite, delle quali una verso la villa Comunale e l'altra verso la cortina di edifici compresa tra piazza San Pasquale e via Bausan. In entrambi i casi, in adiacenza al pozzo principale di stazione, sono previsti pozzi di forma irregolare con profondità di scavo dell'ordine di circa 10 m. Questi scavi accessori saranno comunque protetti da diaframmi in c.a. con pannelli accostati di sezione rettangolare dello spessore di 1 m realizzati tramite benna mordente.

Il "corpo della stazione" verrà realizzato mediante uno scavo di notevole profondità, di circa 28 m dal piano campagna in presenza di falda idrica (la quota della falda è a circa 1 m dal p.c.).

Per il sostegno di questo scavo, sono state eseguite paratie di notevole spessore costituite da pannelli in c.a. a 'T' realizzati con l'utilizzo di "idrofresa" (le fasi di realizzazione dei pannelli sono state già descritte al Cap.3). Le paratie sono state intestate nello strato di tufo che si trova a profondità di circa 40 m dal p.c. e sono lunghe 50 m. La sezione è una "T" con lo spessore dell'ala e dell'anima 120 cm, l'anima è lunga 3,2 m e le ale 0,65 m (vedi Figura 131).

Per gli avampozzi e le testate di stazione verranno utilizzate paratie di pannelli rettangolari da 120 cm di spessore eseguite anche loro con l'idrofresa.

C'è da precisare che prima della realizzazione delle paratie si esegue un trattamento del terreno mediante la tecnologia del CSM (*Cutter Soil Mixing*) che verrà descritta nel paragrafo successivo.

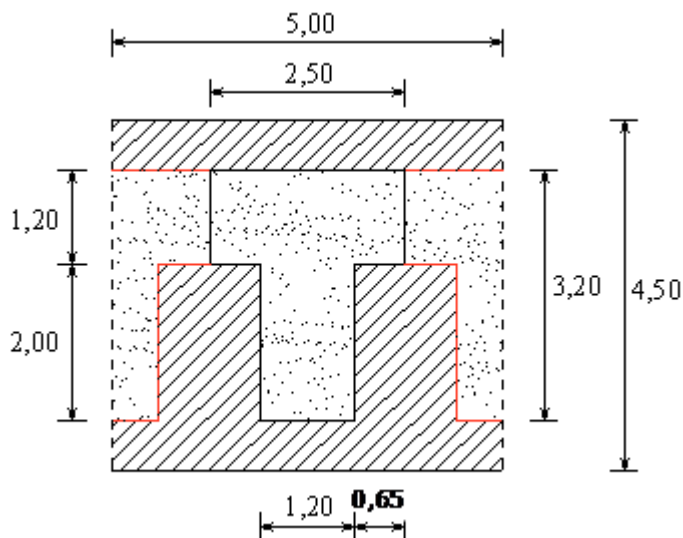


Figura 131. Dimensioni (in metri) in pianta di paratia e CSM (tratteggiato)

In generale la metodologia di scavo adottata è quella di eseguire scavi di varia profondità con l'inserimento di alcuni elementi di contrasto prevalentemente in acciaio (puntoni e travi di ripartizione); per il corpo stazione si prevede l'esecuzione della copertura in c.a. subito dopo l'esecuzione delle paratie, questo per consentire l'immediato ripristino e il mantenimento della viabilità di superficie per tutta la durata dei lavori.

Le fasi esecutive sono stabilite in funzione del fatto che la galleria di linea viene realizzata "a pieno" ossia prima di procedere con lo scavo di stazione e che verranno rimossi i conci di galleria successivamente durante le operazioni di scavo.

Le paratie di testata, in corrispondenza del foro di galleria sono state realizzate con materiale "fresabile" ossia con armature in "VTR" (fibre rinforzate in vetroresina), inoltre verrà consolidata una zona di terreno con pali di *jet-grouting* in prossimità dell'attacco con la stazione per evitare la venuta d'acqua all'interno della stazione stessa nelle fasi transitorie di scavo.

Per una miglior riuscita ed efficienza del consolidamento del terreno con *jet-grouting* si adotterà (sia nel caso degli "avampozzi", sia in tutti gli altri casi dove si è ricorsi a questo tipo di consolidamento del terreno), la tecnica di confinamento della zona consolidata mediante delle paratie che circoscrivono la zona interessata.

Per migliorare le condizioni dello scavo nei confronti del fenomeno del sifonamento verranno realizzati dei dreni verticali all'interno dello scavo stesso; questi potranno essere dei "pali in ghiaia" di tipo tradizionale, costruiti a partire da 10-15 m di profondità con un primo

tratto di perforazione a vuoto dal piano campagna fino ad attestarsi nel tufo per circa 1m. I dreni, di diametro pari a 60 cm, verranno demoliti durante la fase di discesa dello scavo.

Eseguite le paratie e un primo scavo superficiale di circa 4 m si provvederà all'esecuzione del solettone di copertura in c.a. dello spessore di 180 cm. La copertura, nella fase provvisoria, risulterà semplicemente appoggiata alle paratie a 'T' con il duplice funzione di:

- realizzare un primo "puntello" in testa alla paratia;
- ripristinare la viabilità superficiale che potrà essere mantenuta per tutto il tempo di esecuzione dei lavori.

L'accesso agli scavi avverrà mediante un'apertura che viene lasciata nel solettone stesso di dimensioni sufficienti al passaggio dei mezzi, dei materiali e delle attrezzature di cantiere. La movimentazione in questo spazio disponibile è garantita fino a fondo scavo creando un'area totalmente libera da puntelli.

L'apertura, per una lunghezza di 12 m occupa circa metà luce trasversale della copertura, l'altra metà è occupata dalla viabilità che sarà sostenuta da un impalcato provvisorio in acciaio che verrà rimosso a fine lavori; successivamente verrà ripristinato il solettone e reso continuo con la struttura definitiva.

Lo scavo fino alla quota di progetto procederà attraverso una serie di fasi con messa in opera di "punti" di contrasto in acciaio disposti a diversi livelli con contemporaneo aggettamento dell'acqua di filtrazione; gli ordini di puntelli in acciaio saranno tre più il solettone di copertura.

Raggiunto il fondo scavo si provvederà alla realizzazione di uno strato drenante e del manto di impermeabilizzazione e del solettone di fondo in c.a.; a maturazione avvenuta di questo sarà possibile procedere con le operazioni di risalita che comportano lo smontaggio dei puntelli di contrasto e la costruzione della scatola interna definitiva di stazione fino a realizzare il collegamento di continuità delle pareti con solettone di copertura in sommità.

Solo a struttura totalmente ultimata si può prevedere la disattivazione delle pompe di aggettamento dell'acqua di filtrazione.

Si riporta di seguito una breve descrizione delle fasi costruttive (Fig. 132 e 133):

1. esecuzione delle paratie con priorità di quelle di testata e degli avampozzi per consentire il passaggio della galleria "a pieno" anche prima del completamento di tutti i diaframmi;
2. scavo iniziale fino alla quota -2,90 m;
3. esecuzione del solettone di copertura alla quota +0.60 m dello spessore di 180 cm;
4. scavo fino alla quota -8,60 m;
5. esecuzione del I° ordine di puntelli alla quota -8,20 m;
6. scavo fino alla quota -12,8 m ;
7. esecuzione del II° ordine di puntelli alla quota -12,20 m;
8. scavo fino alla quota -17,20 m;
9. esecuzione del III° ordine di puntelli alla quota -16,70m;
10. scavo del fondo alla quota -24,35 m ed esecuzione dello strato drenante e impermeabilizzazione;

11. getto del solettone di fondazione alla quota -20,96 m (intradosso);

12. operazioni di risalita con rimozione dei puntelli con il seguente ordine:

III° ordine, I° ordine, II° ordine;

13. completamento in risalita delle strutture interne: fodere, pilastri e solai di banchina a quota -19,26 m e dei solai intermedi definitivi a quota -14,51m, -10,80m e -6,20 m, e ripristino della continuità delle pareti con la copertura, e chiusura dell'asola prevista per l'alimentazione del cantiere.

Per le "discenderie" si eseguiranno gli scavi inserendo 1, 2 o 3 ordini di contrasti in acciaio a seconda delle profondità di scavo raggiunte (scavi con profondità massime di 15 m circa).

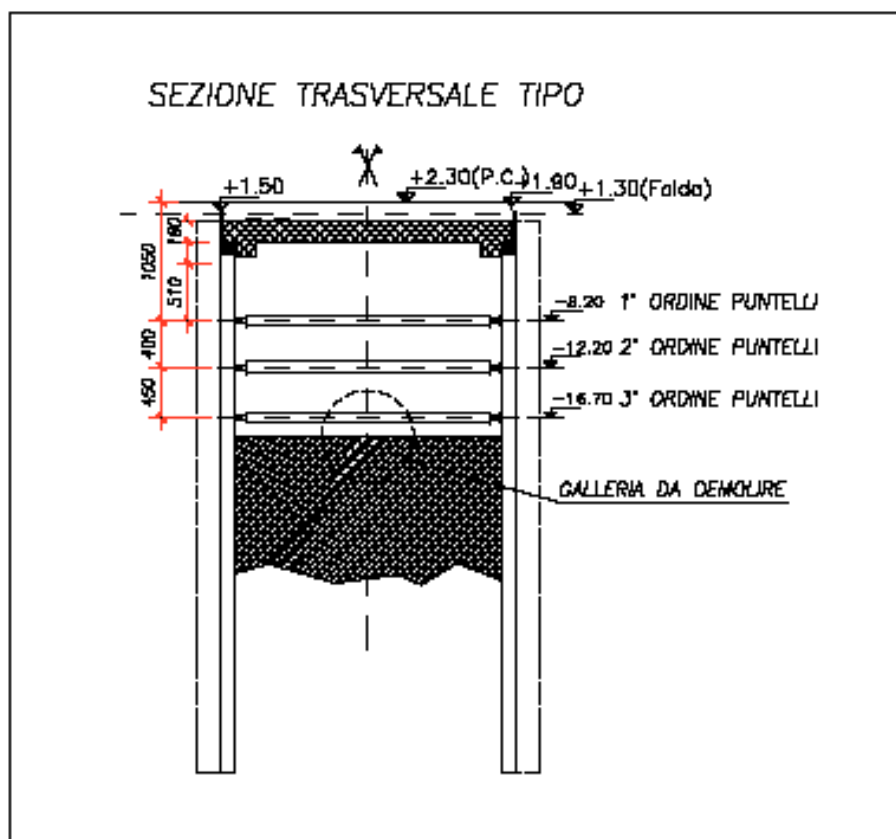


Figura 132. Sezione trasversale tipo

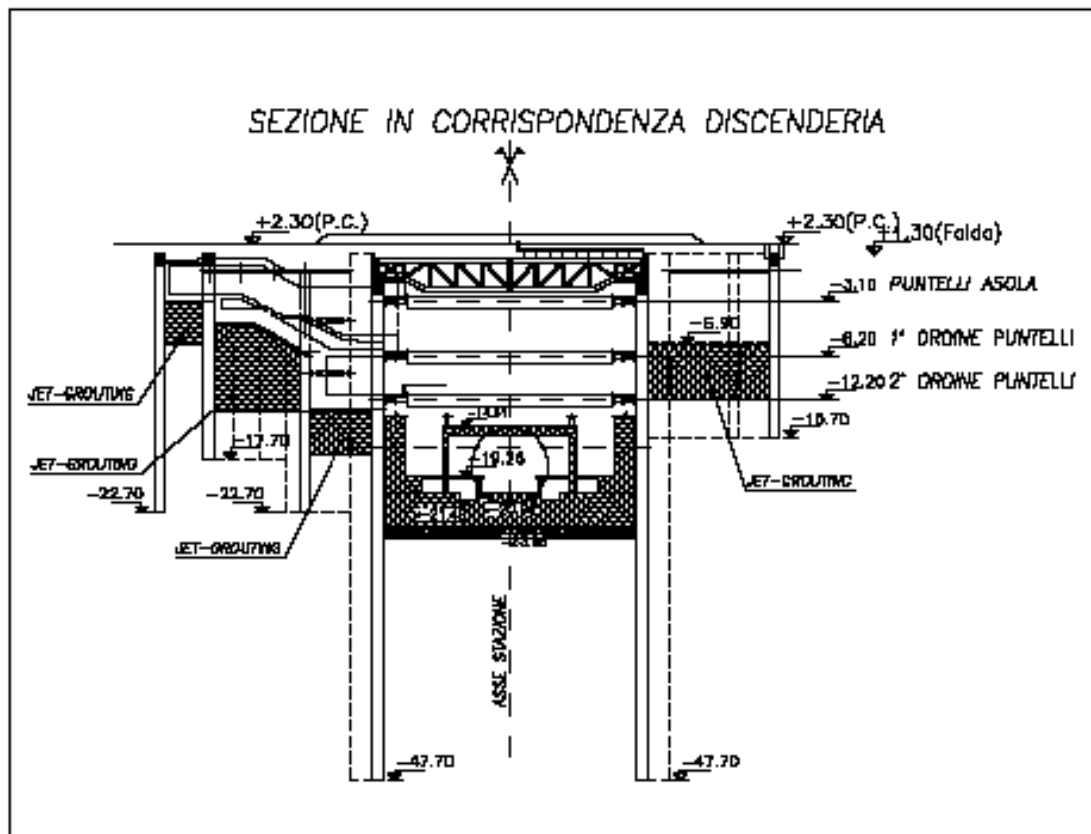


Figura 133. Sezione trasversale in corrispondenza della discenderia

4.2.1 Trattamenti di consolidamento mediante la tecnologia “Cutter Soil Mixing” (CSM)

Come visto in precedenza, gli scavi dei diaframmi vengono realizzati mediante idrofresa o in alcuni casi mediante benna mordente, e prima delle fasi relative al posizionamento delle gabbie di armatura e al getto di *cls*, resteranno aperti e sostenuti da fango bentonitico.

Le elevate dimensioni dello scavo del singolo diaframma (circa 6 m² in pianta per 50 m di altezza) e la presenza della falda a partire praticamente dal piano campagna possono pregiudicare la stabilità degli scavi nei primi metri di profondità anche in presenza di fango; eventuali cedimenti delle pareti di scavo sono da scongiurare in modo assoluto sia per evitare risentimenti in superficie sia per la difficoltà operativa di eseguire la perforazione una seconda volta.

Per tale motivo, e per limitare gli spostamenti indotti dalla realizzazione della paratia, a protezione degli scavi, si è deciso di effettuare il trattamento del terreno mediante pannelli di CSM in adiacenza al perimetro dei pannelli di calcestruzzo.

Più in particolare i pannelli di CSM paralleli all'“anima” dei diaframmi a “T” hanno un'altezza di circa 10 metri, mentre quelli paralleli alle “ali” di circa 6 metri (figura 134)

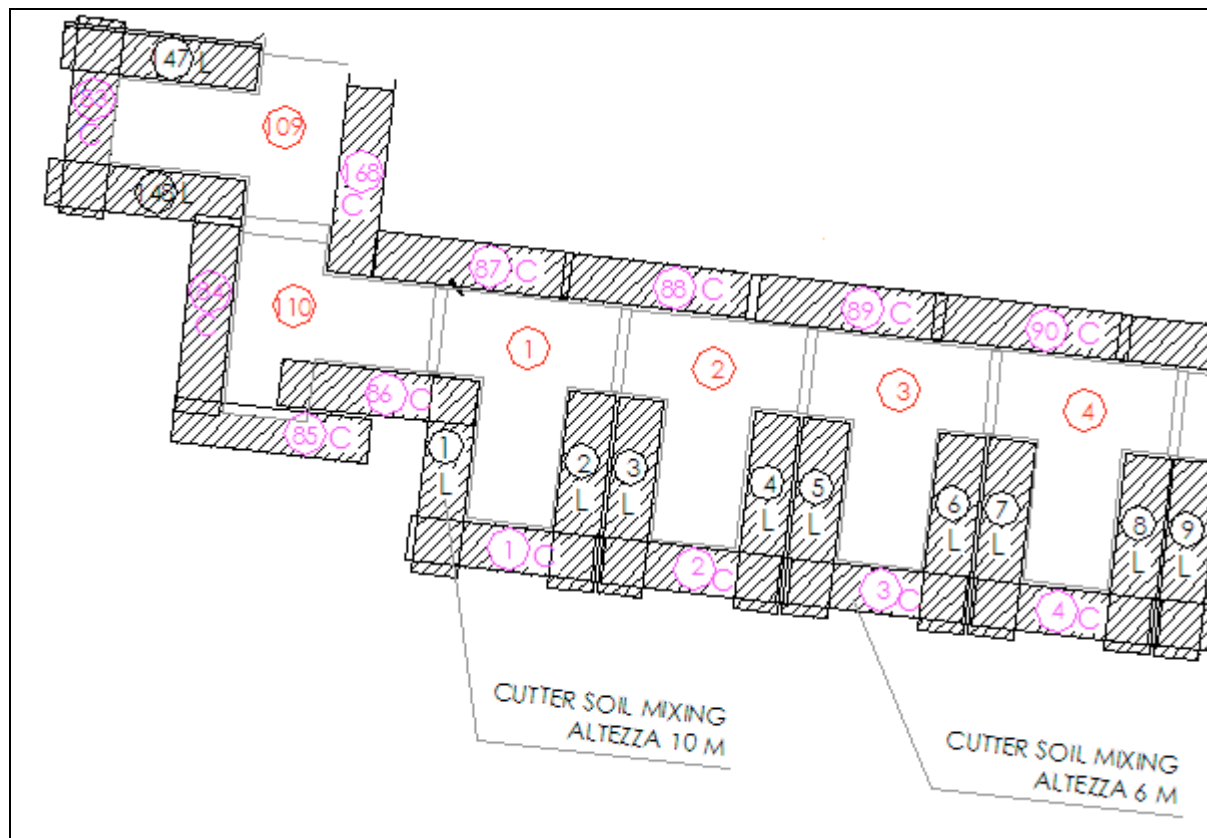


Figura 134. Posizione dei trattamenti di terreno rispetto ai pannelli

La tecnologia del CSM (*Cutting Soil Mixing*) rappresenta una soluzione competitiva per la rapida costruzione di muri verticali all'interno del terreno. Essa nasce come una evoluzione della tecnica realizzativa dei diaframmi e sfrutta la miscelazione del terreno in sito con una miscela di cemento e bentonite.

Come le tradizionali paratie costituite da diaframmi, i muri in CSM vengono realizzati mediante pannelli, realizzati con una tecnologia che unisce la tecnica dell'idrofresa con quella del *jet-grouting*.

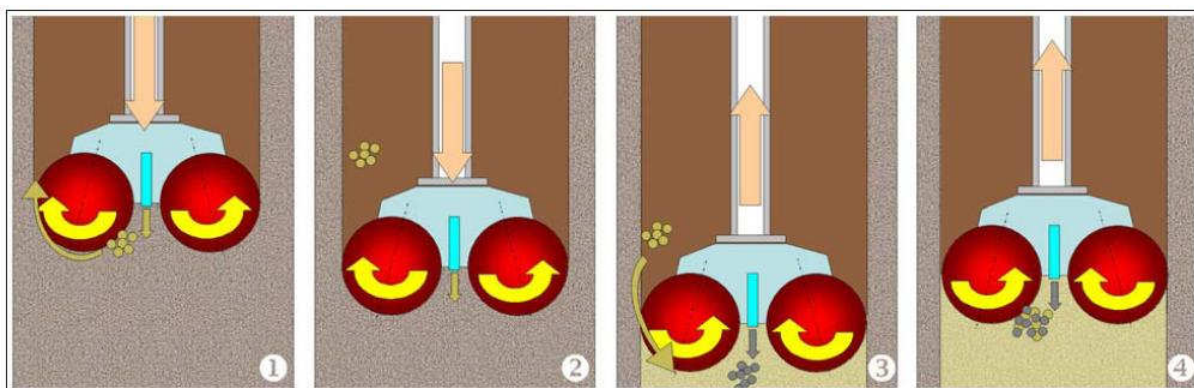


Figura 135. Schema dei trattamenti del terreno tramite CSM

I muri in CSM sono realizzati mediante attrezzatura la cui tecnologia deriva da quella utilizzata per i diaframmi (idrofresa) e consiste in batterie fresanti (Figura 136), costituite da ruote dentate capaci di girare in ambo le direzioni e azionate da un motore idraulico, che scavano e favoriscono la miscelazione del terreno con la malta.

In particolare (Figura 135), durante la procedura di discesa delle teste fresanti, il terreno viene frantumato e disgregato; in questa fase la miscela di cemento e bentonite è iniettata nell'area compresa fra le teste stesse.

Nella fase di estrazione le teste fresanti ruotano in maniera tale da mescolare la miscela con il terreno e formare un pannello rettangolare.

Le frese sono progettate per garantire un alto coefficiente di penetrazione combinato con un'eccellente attività di miscelazione malta-terreno.



Figura 136. Idrofresa per l'esecuzione del CSM

4.3 Analisi numeriche della realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale

Si riporta di seguito una serie di analisi numeriche di classe A atte a prevedere il comportamento delle opere di sostegno e del terreno alle spalle di questo per il caso di San Pasquale.

Non essendo la modellazione della realizzazione della paratia entrata ancora nella prassi computazionale, e non essendoci per questo modalità di modellazione considerate del tutto affidabili, si è voluto mettere in evidenza l'effetto di diverse tipologie di modellazione.

Altro fattore che generalmente, ed in particolare in questo caso, non è noto è il coefficiente di spinta a riposo del terreno, che quindi è stato fatto variare nelle analisi.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo commerciale Plaxis 2D, con il quale è stata simulata una sezione (ortogonale al lato lungo del pozzo) sufficientemente distante dall'angolo.

La struttura stratigrafica semplificata cui si è fatto riferimento nelle analisi è quella mostrata in Figura 137:

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine: da quota +2,30 m s.l.m. (p.c.) a quota -14,70 m s.l.m. (spessore totale 17 m);

Strato B - alternanze di piroclastici in sede: da quota -14,70 m s.l.m. a quota -38,70 m s.l.m. (spessore totale 24 m);

Strato C - pozzolana del tufo giallo addensata ed in facies semilitoide: da quota -38,70 m s.l.m. a quota -41,70 m s.l.m. (spessore totale 3 m);

Strato D - tufo giallo napoletano: a partire da quota -41,70.

Il pelo libero della falda è stato assunto a quota 1,30 m s.l.m. (1 m al disotto del piano campagna).

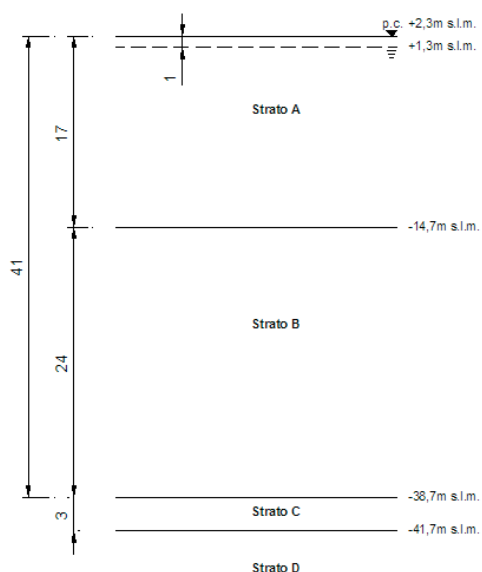


Figura 137 Profilo stratigrafico semplificato utilizzato per le analisi

Sono state eseguite 15 analisi numeriche, 4 utilizzando, per modellare il terreno, un modello elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb (MC), 11 utilizzando un modello a plasticità incrudente: l'*Hardenening Soil* (HS).

Negli ultimi anni sono state proposte diverse metodologie di analisi per simulare la realizzazione della paratia (Rampello et al. 2000), quella più utilizzata consiste nel simulare prima lo scavo dei pannelli, eliminando gli elementi di terreno e posizionando sulle pareti dello scavo una distribuzione di forze pari a quella della spinta del fango bentonitico; poi la fase di getto del calcestruzzo, sostituendo alla spinta del fango quella del calcestruzzo avente distribuzione bilineare (Gouvenec e Powrie, 1999; Ng e Yan, 1998, 1999).

Nelle analisi relative alla stazione San Pasquale si è simulata la realizzazione della paratia utilizzando 3 differenti tipologie di modellazione:

- a) Ipotizzando che la paratia apparisse improvvisamente nel terreno (WIP)
- b) Simulando prima lo scavo dei pannelli, eliminando gli elementi di terreno e posizionando sulle pareti dello scavo forze pari a quelle esercitate dal fango bentonitico. Simulando poi la fase di getto del calcestruzzo sostituendo alla spinta del fango quella del calcestruzzo. Si è supposto che il calcestruzzo avesse una distribuzione delle spinte lineare o bilineare con la profondità. Nel caso di distribuzione lineare si è scelto come gradiente delle spinte il peso per unità di volume del calcestruzzo. Nel caso di distribuzione bilineare, si è assegnato un gradiente pari al peso per unità di volume del calcestruzzo fino ad una determinata altezza critica, al di sotto di tale profondità si è assegnato un gradiente pari al peso per unità di volume del fango.
- c) La fase di scavo è stata simulata come nel caso precedente. La spinta del calcestruzzo è stata simulata nuovamente con forze distribuite. Si è però considerato che dopo un'ora dall'inizio del getto (e quindi in seguito al getto di circa 7,5 m di profondità di calcestruzzo) il calcestruzzo cominciasse a fare presa. Si è quindi assegnato progressivamente (dal basso verso l'alto) agli elementi all'interno della paratia le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurente.

Nei casi in cui per il comportamento meccanico dei terreni è stato adottato il modello costitutivo elastico perfettamente plastico sono stati scelti i parametri riportati in seguito.

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine:

caratteristiche fisiche:	$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche:	$k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza:	$c' = 0 \text{ kPa}$; $\phi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici:	$E = 80 \text{ MPa}$;
	$\nu = 0,3$.

Strato B - alternanze di piroclastiti in sede:

caratteristiche fisiche:	$\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche:	$k = 6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$;

caratteristiche di resistenza: $c'=0$; $\varphi'=36^\circ$; $\psi=0^\circ$;
parametri elastici: $E=312$ MPa;
 $\nu=0,3$.

Strato C - pozzolana del tufo giallo napoletano addensata ed in facies semilitoide:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16$ kN/m³;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-7}$ m/s;
caratteristiche di resistenza: $c' = 500$ kPa; $\varphi' = 27^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 2,21$ GPa;
 $\nu = 0,3$.

Strato D - tufo giallo napoletano:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16$ kN/m³;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-7}$ m/s;
caratteristiche di resistenza: $c' = 500$ kPa; $\varphi' = 27^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 6,36$ GPa;
 $\nu = 0,3$.

Quando per il comportamento meccanico dei terreni è stato adottato il modello costitutivo HS sono stati scelti i parametri riportati in seguito.

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 18$ kN/m³;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-5}$ m/s;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0$; $\varphi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E_{50} = 70$ MPa;
 $E_{\text{oed}} = 70$ MPa;
 $E_{\text{ur}} = 210$ MPa;
 $\nu = 0,3$.

Strato B - alternanze di piroclastiti in sede:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16$ kN/m³;
caratteristiche idrauliche: $k = 6 \times 10^{-7}$ m/s;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0$; $\varphi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E_{50} = 268$ MPa;
 $E_{\text{oed}} = 268$ MPa;
 $E_{\text{ur}} = 750$ MPa;
 $\nu = 0,3$.

Sono stati scelti parametri elastici dal valore abbastanza alto (calibrati in modo tale da avere rigidità iniziale pari a quella ottenuta dalle prove *cross hole*) anche perché si doveva

simulare fenomeni marcatamente tridimensionali come la realizzazione della paratia utilizzando un codice di calcolo bidimensionale.

Per gli elementi strutturali è stato considerato un modello costitutivo elastico lineare.

Nelle analisi in cui non ne è stata simulata la realizzazione, la paratia è stata simulata mediante un elemento “*plate*”. Negli altri casi, si è proceduto alla simulazione della realizzazione della paratia (con differenti modalità di simulazione della fase di getto) assegnando infine agli elementi di volume costituenti la paratia le caratteristiche del calcestruzzo armato (considerato con comportamento elastico lineare).

La paratia è costituita da pannelli con sezione a forma di T, ma poiché le analisi eseguite sono bidimensionali, è stata considerata una paratia con rigidezza flessionale equivalente.

Gli elementi di contrasto (puntoni e solai di copertura e di fondo), invece sono stati simulati mediante elementi “*fixed-end anchor*”.

L’interfaccia terreno paratia è stata simulata con coesione nulla e rapporto tra la tangente dell’angolo di attrito dell’interfaccia e quella del terreno pari a 0,7.

La geometria del problema prima e dopo la realizzazione dello scavo del pozzo è riportata rispettivamente nelle figure 138 e 139.

Si precisa che data la simmetria della sezione nella modellazione se ne è presa in considerazione solo metà.

Come si può notare, prima dello scavo vengono realizzati dei dreni mediante dei pali in ghiaia che verranno demoliti nella fase di scavo. Nella modellazione, a tali dreni sono state attribuite le stesse caratteristiche meccaniche del terreno circostante ma una permeabilità molto più alta.

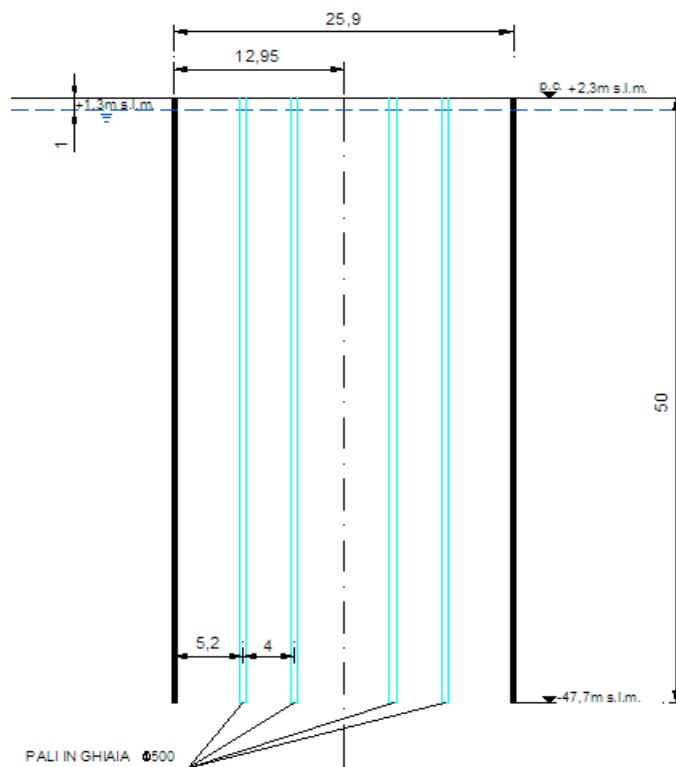


Figura 138. Sezione prima dello scavo principale

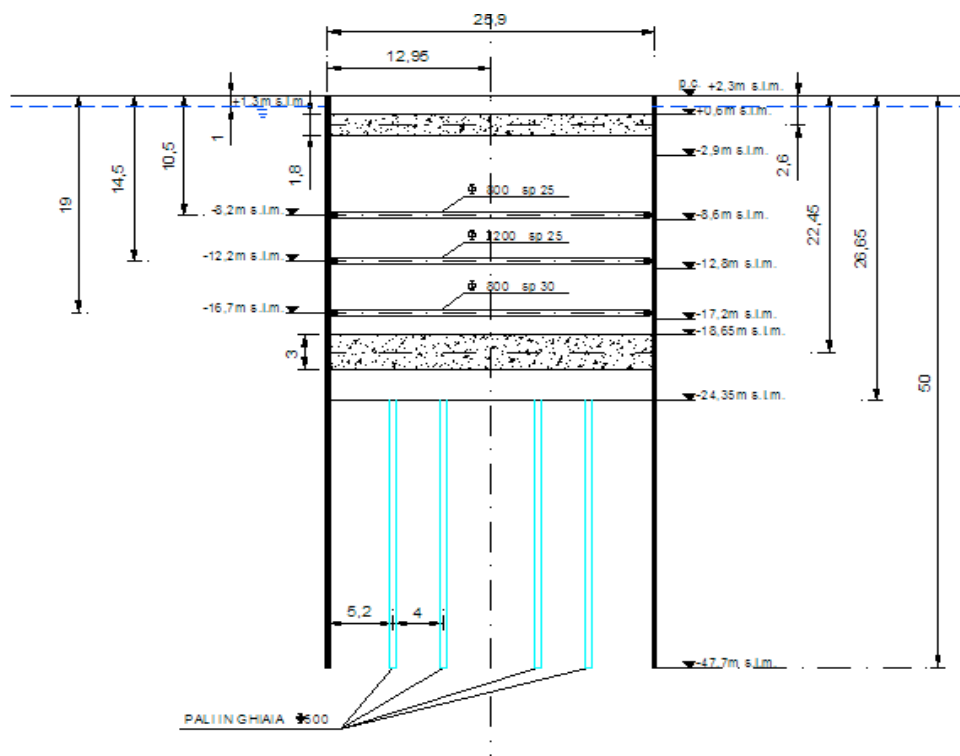


Figura 139. Sezione in seguito allo scavo

Il volume di terreno considerato (utilizzando la simmetria del problema) si estende per 100 m alle spalle della paratia e per 50 m al disotto della paratia stessa.

In figura 140 si riporta la *mesh* di calcolo utilizzata, infittita nelle adiacenze del pannello, che conta un numero di elementi superiore a 5000.

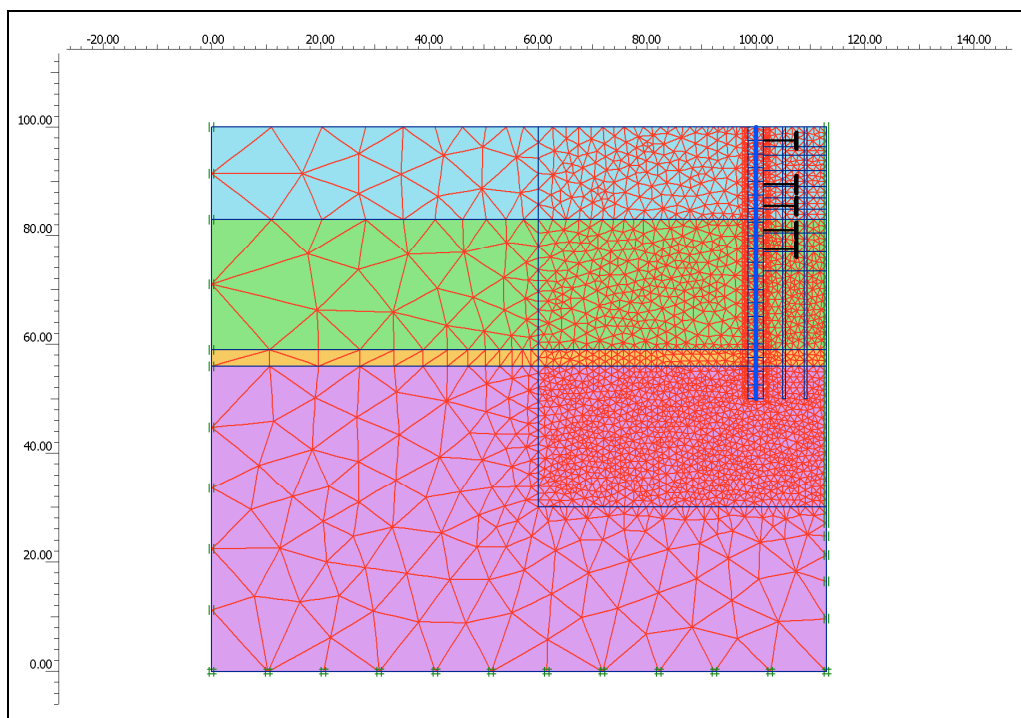


Figura 140. Mesh utilizzata

Si descrivono di seguito le varie tipologie di analisi eseguite.

Nelle analisi di *tipo a* la paratia è stata modellata “*wished in place*”, ossia inserendo direttamente un elemento “*plate*” che la rappresenta e quindi non simulando le varie fasi di esecuzione della paratia stessa.

Le fasi di calcolo eseguite per la simulazione dello scavo del pozzo sono:

0. Generazione dello stato tensionale iniziale.
1. Attivazione della paratia (“*wished in place*”)
2. Scavo in due fasi fino a quota -2,90 m s.l.m. e depressione della falda fino a fondo scavo.
3. Attivazione del vincolo elastico rappresentante il solaio di copertura.
4. Scavo in due fasi fino a quota -8,60 m s.l.m. (sotto il 1° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.
5. Attivazione del 1° livello di puntoni.
6. Scavo in due fasi fino a quota -12,80 m s.l.m. (sotto il 2° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.
7. Attivazione del 2° livello di puntoni.

8. Scavo in due fasi fino a quota -17,20 m s.l.m. (sotto il 3° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.

9. Attivazione del 3° livello di puntoni.

10. Scavo in due fasi fino a quota -24,35 m s.l.m. (fondo scavo) e depressione della falda fino a fondo scavo.

Per la modellazione della realizzazione della paratia di *tipo b* la realizzazione della paratia è stata simulata come spigato di seguito. Lo scavo della paratia è stato simulato eliminando progressivamente (in più fasi) gli elementi di terreno e sostituendoli con le forze espletate dal fango. L'esecuzione del getto di calcestruzzo è stata simulata in più fasi partendo dal fondo scavo, eliminando in ciascuna fase le pressioni esercitate dal fango ed inserendo quelle dovute al calcestruzzo con distribuzione lineare (fig. 141) o bilineare.

In figura 141 si è assunto il calcestruzzo sempre fluido fino al termine del getto e quindi la distribuzione di pressioni è di tipo idrostatico con gradiente pari al peso specifico del calcestruzzo.

Nella fase successiva al getto, sono state rimosse le pressioni dovute al calcestruzzo ed è stato inserito nel foro un materiale avente le caratteristiche del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura.

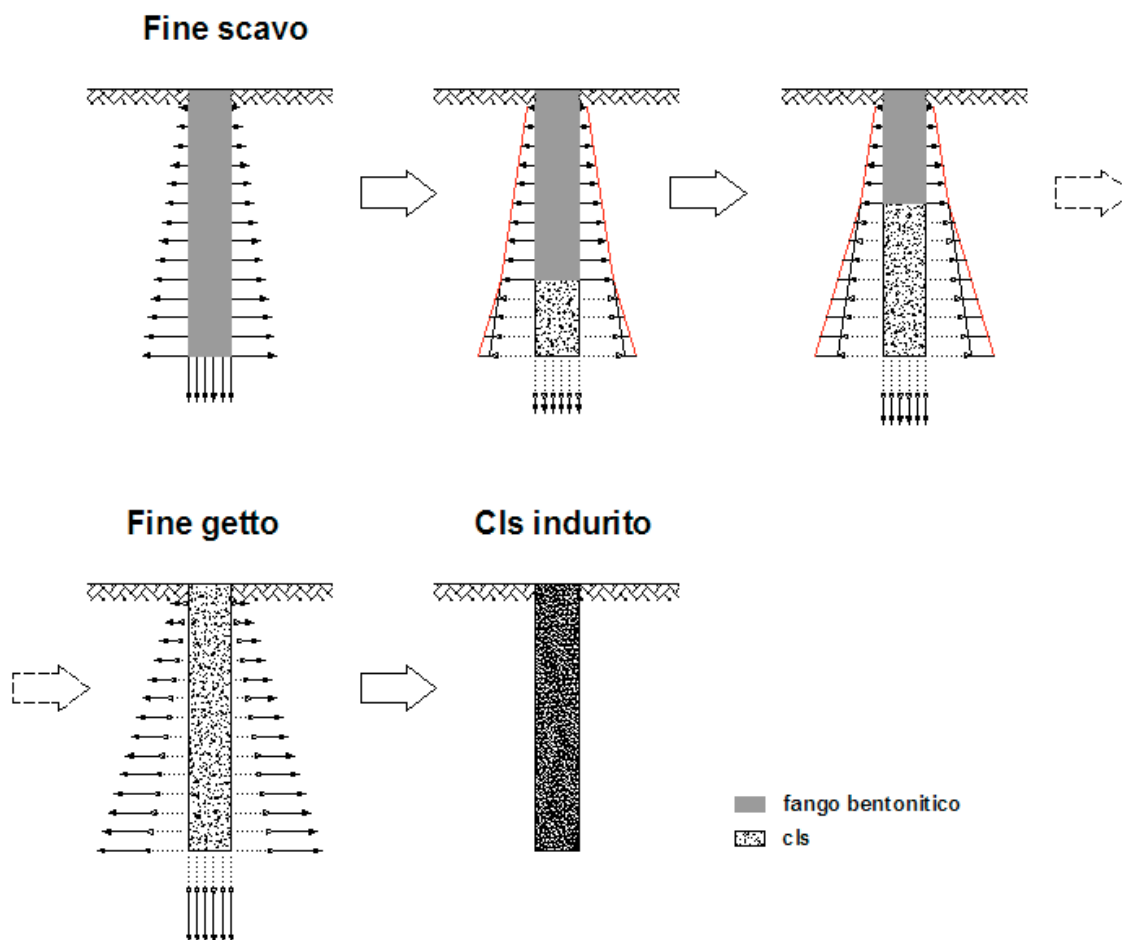


Figura 141. Simulazione del getto del calcestruzzo, modellazione di tipo b

Per la modellazione della realizzazione della paratia di *tipo c* l'esecuzione del getto di calcestruzzo è stata simulata in più fasi partendo dal fondo scavo, eliminando in ciascuna fase le pressioni esercitate dal fango ed inserendo quelle dovute al calcestruzzo.

A differenza del caso precedente, il calcestruzzo è stato fatto indurire al procedere del getto attribuendo al materiale un modulo di elasticità maggiore al trascorrere del tempo o meglio al procedere delle fasi di esecuzione del getto (fig. 142). Più in particolare si è deciso di assumere per il calcestruzzo un modulo elastico nelle prime 8 ore dal getto crescente linearmente nel tempo da un valore nullo al valore che assume dopo 8 ore di stagionatura. Si è assunto che tale valore (a 8 ore di stagionatura) sia pari al 3% di quello a 28 giorni di stagionatura, similmente a quanto succede per la resistenza a compressione (manuale dell'ingegnere civile 2001). Quindi sono stati ricavati i moduli elastici per ciascuna delle 7 ore e quindi delle 7 fasi necessarie a terminare il getto. Si precisa che ciascuna di tali fasi è suddivisa a sua volta in 3 passi. Terminato il getto è stato assegnato al materiale il modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura.

Non si conoscono in letteratura misure relative al modulo di Poisson del calcestruzzo fresco, sono state quindi utilizzate due ipotesi: ipotesi1, modulo pari a quello del calcestruzzo indurito (0,2); ipotesi2, modulo pari a quello del calcestruzzo fluido (0,5).

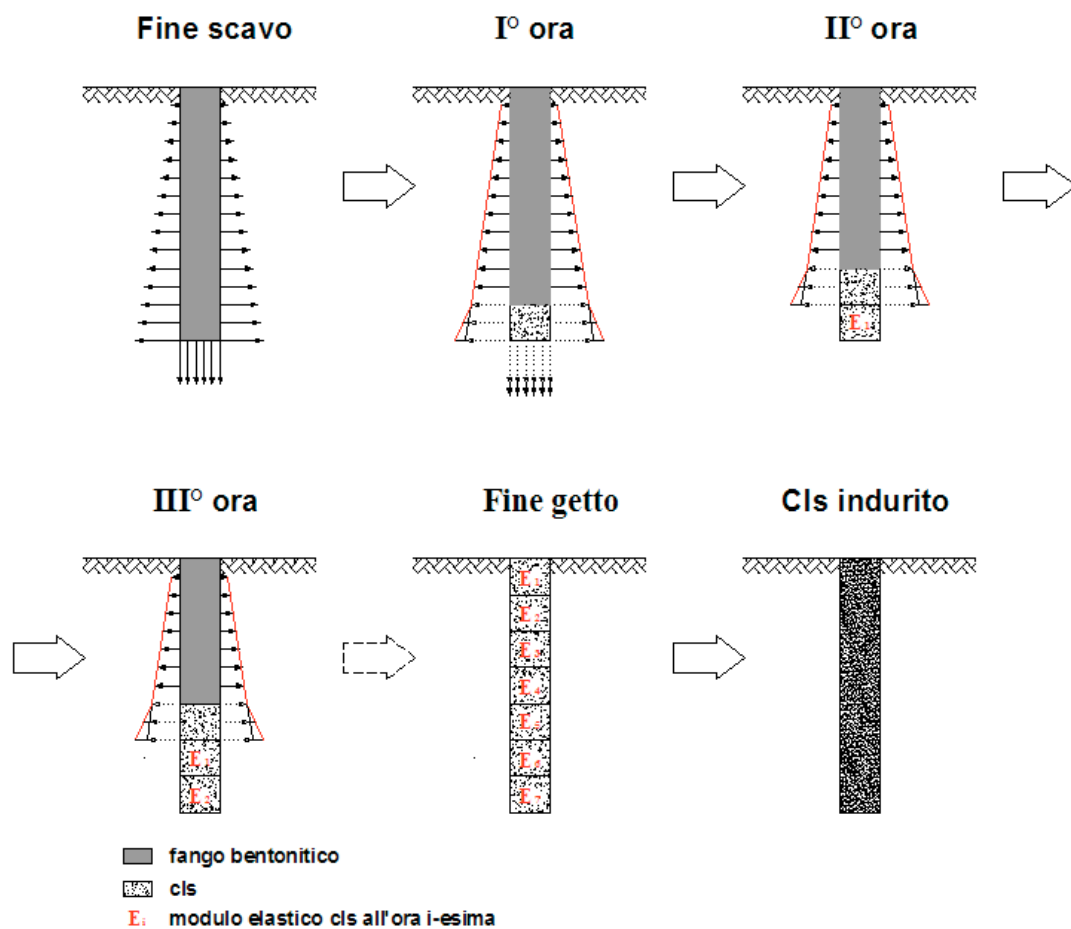


Figura 142. Simulazione del getto del calcestruzzo, tipo c di modellazione

Si riporta nella tabella 18 un riassunto delle analisi eseguite, in cui per tipologie di modellazione (a, b, c) si intendono quelle precedentemente definite.

Tabella 18. Analisi eseguite

Nome analisi	Tipologia di modellazione	h_c (m)	Modello costitutivo del terreno	K_0
MC WIP	a	-	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC fluid	b	50	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC indurente $n_i=0,2$	c	7,5	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC indurente $n_i=0,5$	c	7,5	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
WIP_K0=1-senfi	a	-	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
K0=1-senfi	b	5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi	b	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Cls fluid	b	50	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi; $n_{cls}=0,2$	c	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi; $n_{cls}=0,5$	c	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
WIP_K0=1	a	-	HS	1
WIP_K0=2	a	-	HS	2
K0=0,7	b	5	HS	0,7
K0=1	b	5	HS	1
K0=2	b	5	HS	2

Ci si sofferma di seguito al caso in cui il terreno è stato simulato con l'*Hardening Soil Model*.

Nelle figure da 143 a 145 si riportano: i diagrammi dei momenti flettenti e degli spostamenti della paratia, e i diagrammi degli spostamenti orizzontali del terreno alle spalle della paratia, al variare della modalità di simulazione della realizzazione della paratia.

Si osserva una grande dipendenza degli spostamenti del terreno dal tipo di modellazione eseguita, mentre gli spostamenti e le sollecitazioni della paratia sembrano essere meno influenzati dalla tipologia di modellazione scelta.

In particolare, si osserva che simulando la spinta del calcestruzzo con distribuzione lineare (cosa che in realtà è poco realistica) si hanno degli spostamenti finali del terreno diretti verso monte e non verso lo scavo come in tutti gli altri casi.

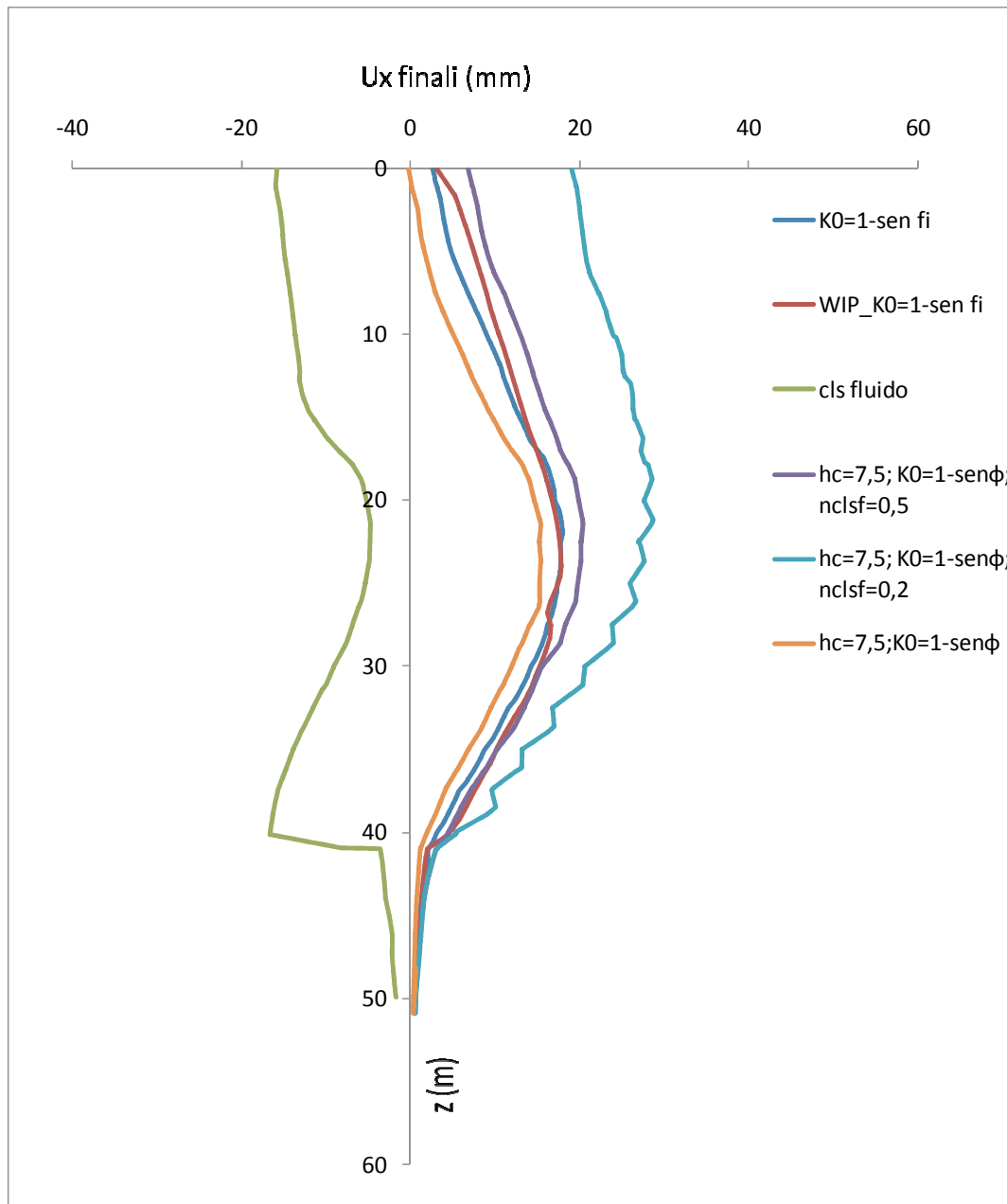


Figura 143. Spostamenti orizzontali, in seguito allo scavo principale, del terreno alle spalle della paratia (positivi se verso lo scavo)

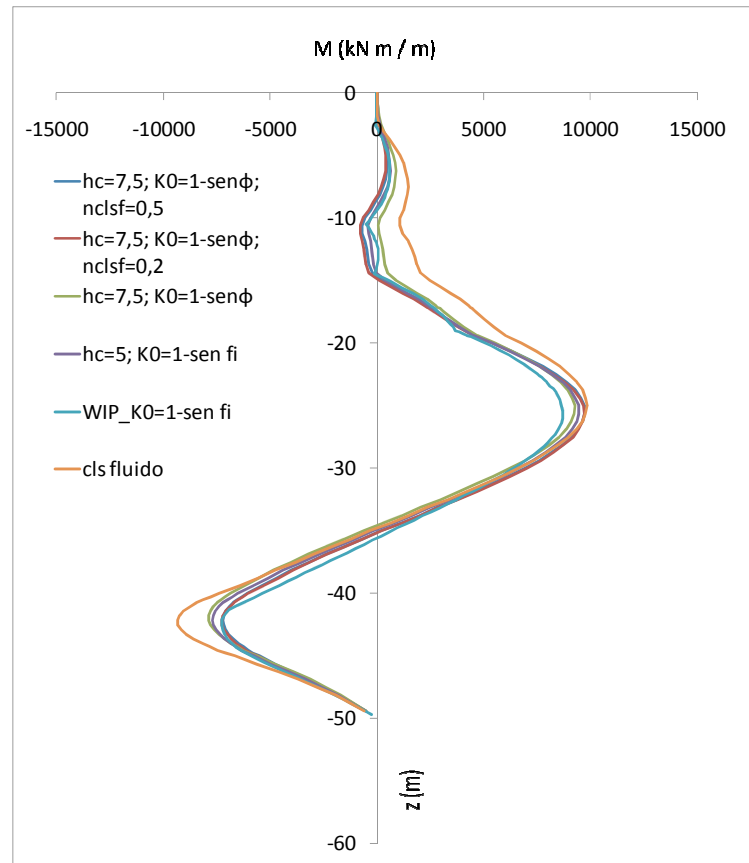


Figura 144. Diagrammi dei momenti flettenti

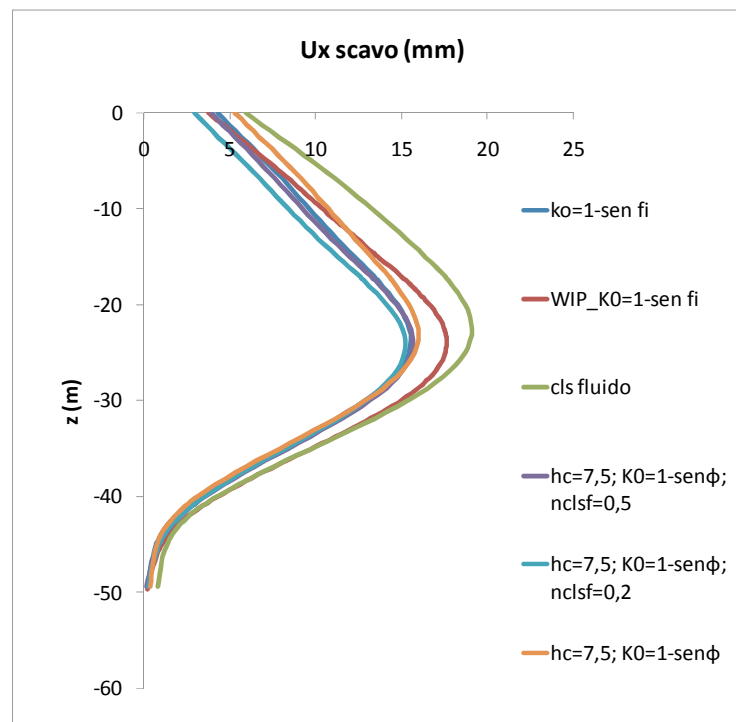


Figura 145. Spostamenti orizzontali della paratia (positivi se verso lo scavo)

Si è quindi vista la dipendenza dei risultati delle analisi dalla tipologia di modellazione della realizzazione della paratia. Allo stato attuale delle conoscenze non è dato sapere quale di tali analisi può essere considerata migliore, ma si possono fare alcune osservazioni. L'analisi di *tipo a* (WIP) è la più semplice, ma la meno simile alla realtà. L'analisi di *tipo c* è la più aderente alla realtà, ma con maggior grado di incertezza (altezza critica e modellazione costitutiva del calcestruzzo fresco). Allo stato attuale l'analisi di *tipo b* sembra essere una giusta via di mezzo, essendoci diverse evidenze sperimentali sulla distribuzione bilineare della spinta del calcestruzzo; l'altezza critica da assegnare alla distribuzione di spinte del calcestruzzo è la maggior fonte di incertezza di tale approccio che è comunque la tipologia di modellazione più usata negli ultimi anni per la ricerca su tali argomenti. In seguito quindi, quando si simulerà il getto del calcestruzzo lo si farà sempre considerando la tipologia *b* di modellazione (considerando una distribuzione della spinta bilineare).

Come si vede dalle figure da 146 a 148, al variare del K_0 , si ha pochissima variazione delle sollecitazioni e degli spostamenti della paratia, causati dallo scavo principale. Si osserva invece una più marcata influenza del K_0 sugli spostamenti del terreno, tale differenza nasce tutta durante la fase di realizzazione della paratia.

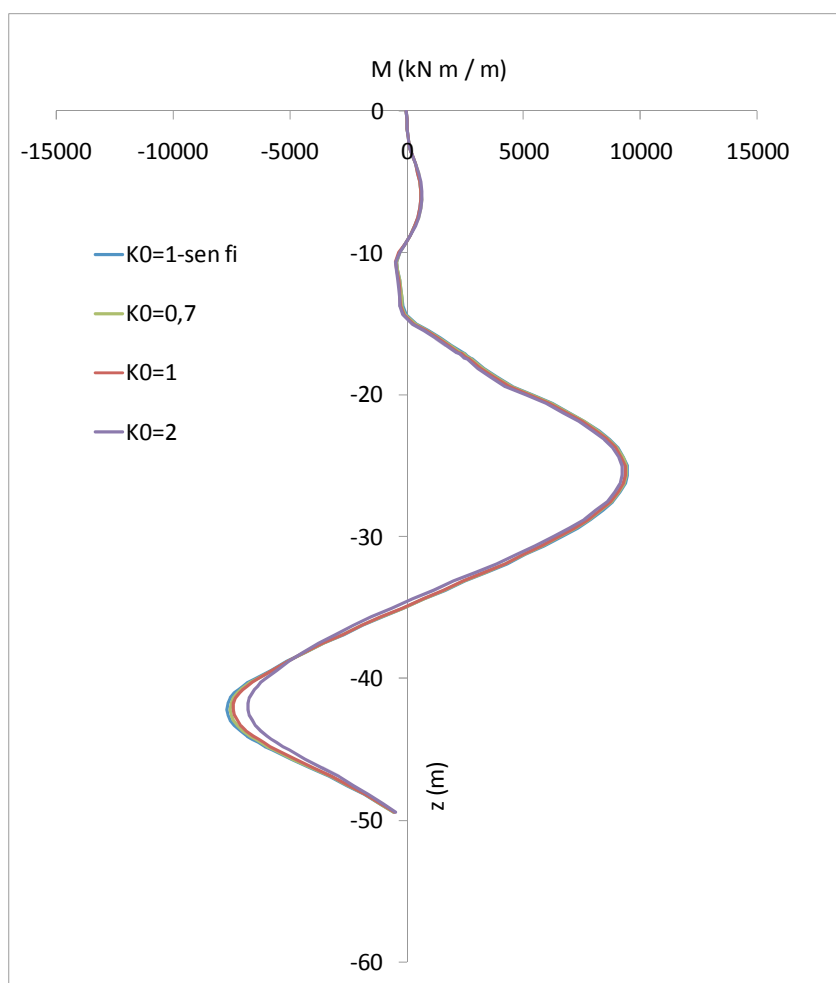


Figura 146. Diagrammi dei momenti flettenti

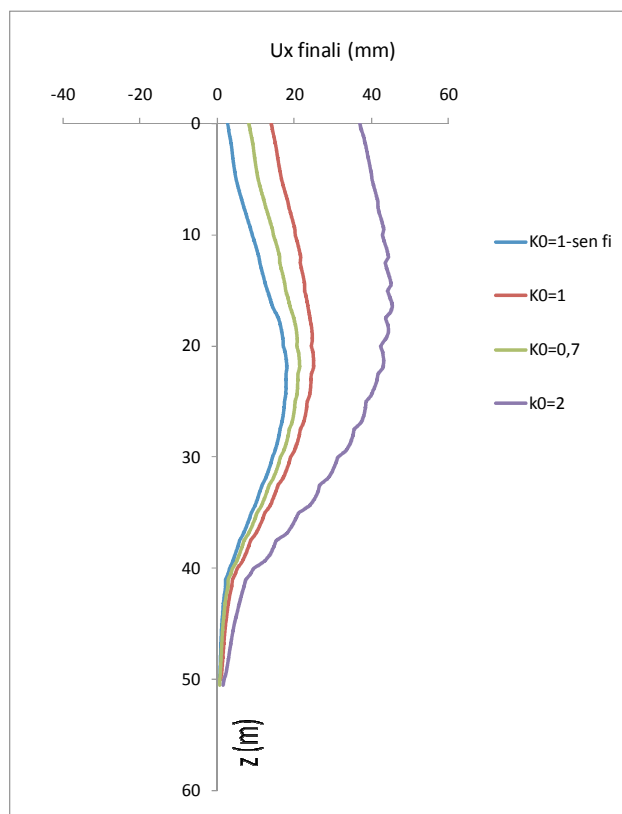


Figura 147. Spostamenti orizzontali finali del terreno alle spalle della paratia (positivi se verso lo scavo)

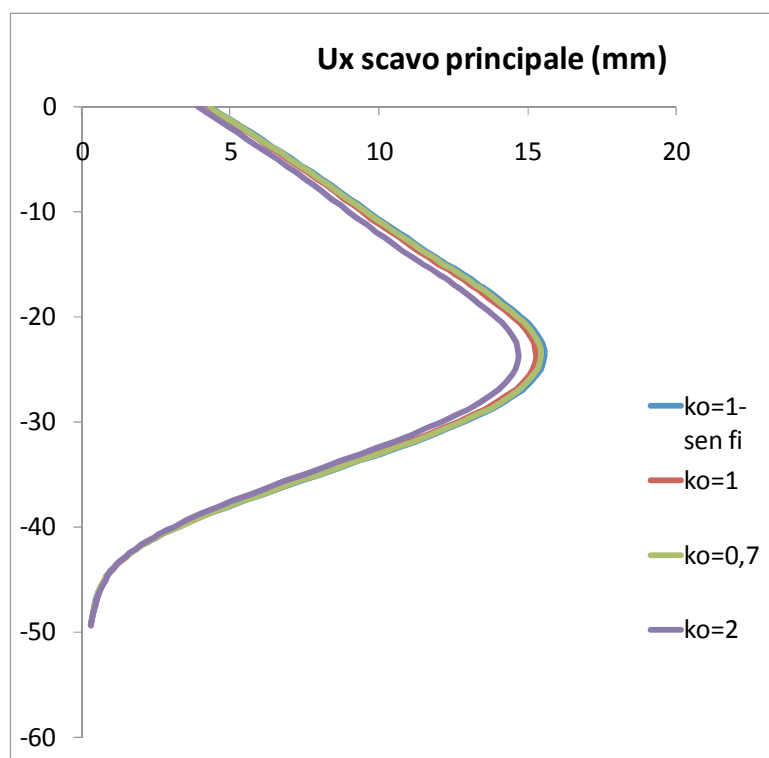


Figura 148. Spostamenti orizzontali della paratia (positivi se verso lo scavo)

Quanto detto in tale paragrafo può essere considerato valido per il singolo caso considerato, ma non può essere immediatamente generalizzato ad altri casi.

Si è quindi deciso di eseguire ulteriori analisi numeriche relative a casi più semplici quali paratie con un solo ordine di vincoli o paratie libere, per ulteriore chiarezza è preferibile lavorare in assenza di falda. Nei capitoli successivi si riportano quindi una serie di analisi numeriche atte a fare maggior luce sui fenomeni esposti nel presente paragrafo.

4.4 Misure

In figura 149 si osserva il sistema di strumenti utilizzati per il monitoraggio dei lavori che consta di 3 tubi inclinometrici posti alle spalle della paratia ed una serie di capisaldi per la livellazione topografica posti in corrispondenza degli edifici adiacenti e all'interno dell'adiacente villa comunale.

Si riportano di seguito le misure degli spostamenti causati dalle fasi realizzative della paratia (L'Amante et al. 2009).

L'inclinometro I1 è profondo 46 m (4 m meno della paratia) e si attesta nel tufo per circa 1 m; gli altri due sono profondi 54,5 m (4,5 m più profondi dei pannelli della paratia) e si attestano nel tufo per quasi 15 m. Pertanto, il primo fornirà informazioni sugli effetti del CSM, e gli altri due sullo scavo dei pannelli (avendo, per questi ultimi, solo misure successive alla realizzazione del CSM).

Il trattamento CSM viene eseguito tramite particolari idrofresche che scavando il terreno lo miscelano con acqua, cemento e bentonite, restituendo setti regolari a forma di parallelepipedo di terreno consolidato. I trattamenti del terreno sono stati eseguiti lungo il perimetro dei successivi pannelli a T (vedi fig. 155) con diverse profondità: in particolare, i setti paralleli all'anima della T sono profondi 10 m, mentre quelli paralleli all'ala 6 m.

Durante la realizzazione dei pannelli le misure topografiche (eseguite da una ditta esterna) non sembrano fornire risultati legati all'andamento dei lavori, in quanto i capisaldi sono posizionati a distanza considerevole (superiore ai 10 m) dalle lavorazioni. Dalla figura 150 si osserva in particolare che gli spostamenti (sempre inferiori ai 2 mm) possono essere meglio correlati alle variazioni di temperatura dell'ambiente. In fasi lavorativa analoghe per stazioni simili della stessa linea quali Chiaia ed Arco Mirelli, capisaldi più vicini all'opera hanno misurato abbassamenti di alcuni mm.

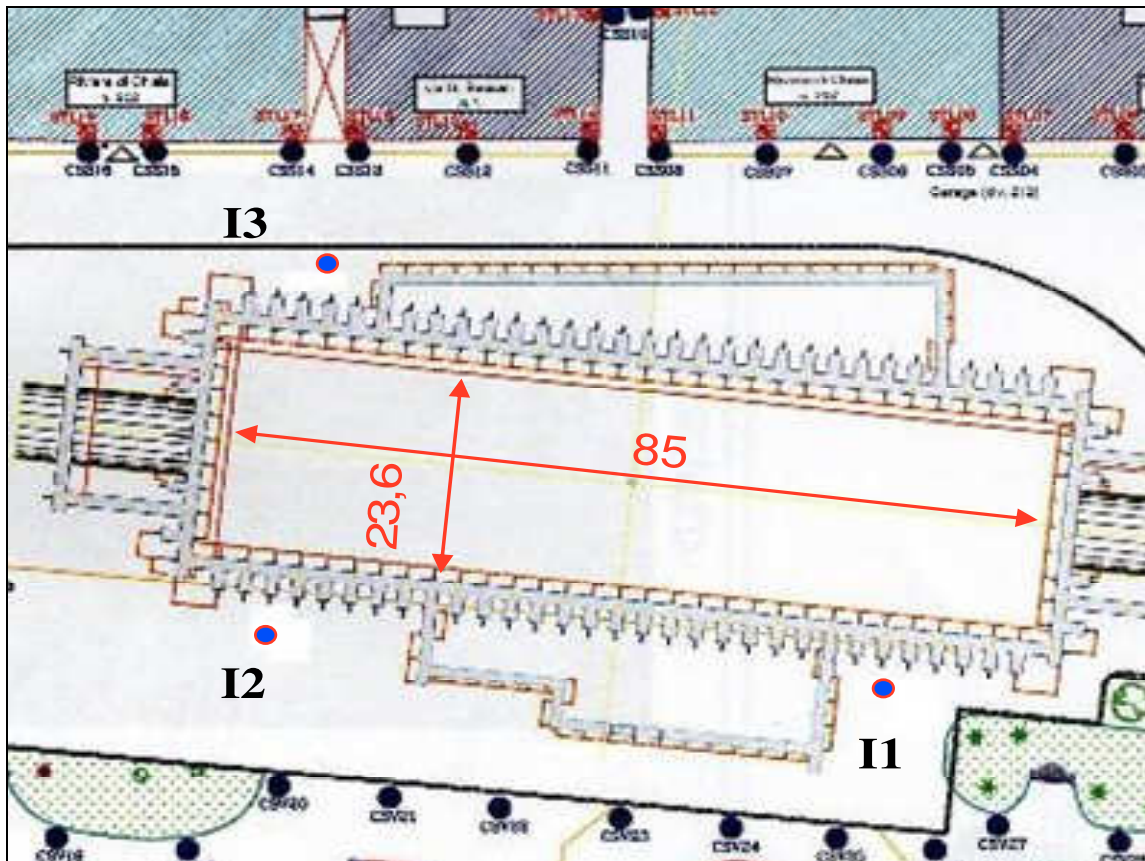


Figura 149. Posizione della strumentazione per la misura degli spostamenti: tubi inclinometrici (cerchi azzurri) e capisaldi per misure topografiche (cerchi neri)

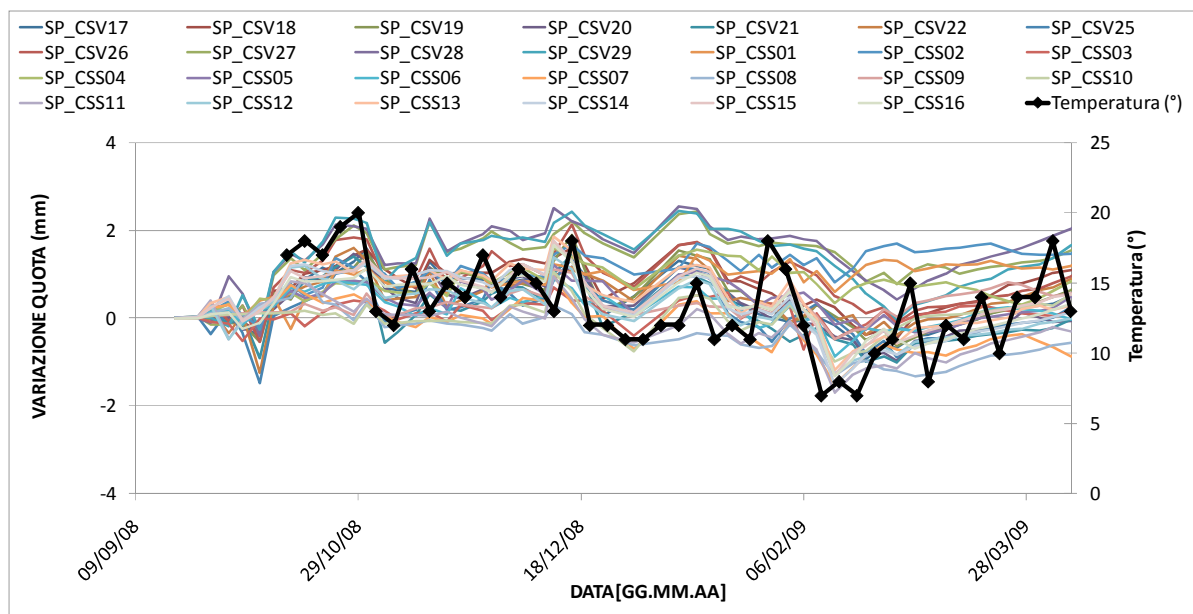


Figura 150. Andamento degli spostamenti verticali dei capisaldi e della temperatura con il passare del tempo

Le misure degli spostamenti orizzontali del terreno causati dalla realizzazione della paratia sono state eseguite utilizzando la sonda inclinometrica disponibile presso il laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica e Ambientale.

L'inclinometro a sonda, utilizzato per il controllo degli spostamenti orizzontali di una tubazione inclinometrica, nel caso specifico in alluminio, è un elemento cilindrico munito di rotelline che contiene due sensori (sonde biassiali) eccitati dalla forza di gravità, (fig. 151).



Figura 151. Sonda inclinometrica con cavo e centralina di acquisizione

I trasduttori di inclinazione, eccitati dalla forza di gravità, consentono di misurare variazioni dell'angolo di inclinazione dell'asse del sondaggio.

Il segnale è proporzionale al seno dell'angolo che l'asse della sonda forma con la verticale; dai valori dell'angolo, noto il passo di misura, si può risalire allo spostamento incrementale e da questo alla deformata del tubo, (fig. 152).

La tubazione è costituita da elementi di lunghezza pari a 3 metri con 4 guide interne che corrono longitudinalmente lungo tutta la sua estensione.

Le guide longitudinali sono disposte su due diametri per l'alloggiamento della sonda; indicate rispettivamente con A+ ed A-, le guide disposte convenzionalmente lungo la direzione 0° – 180°, e con B+ e B- le guide disposte convenzionalmente lungo la direzione 90° – 270°, (fig. 153).

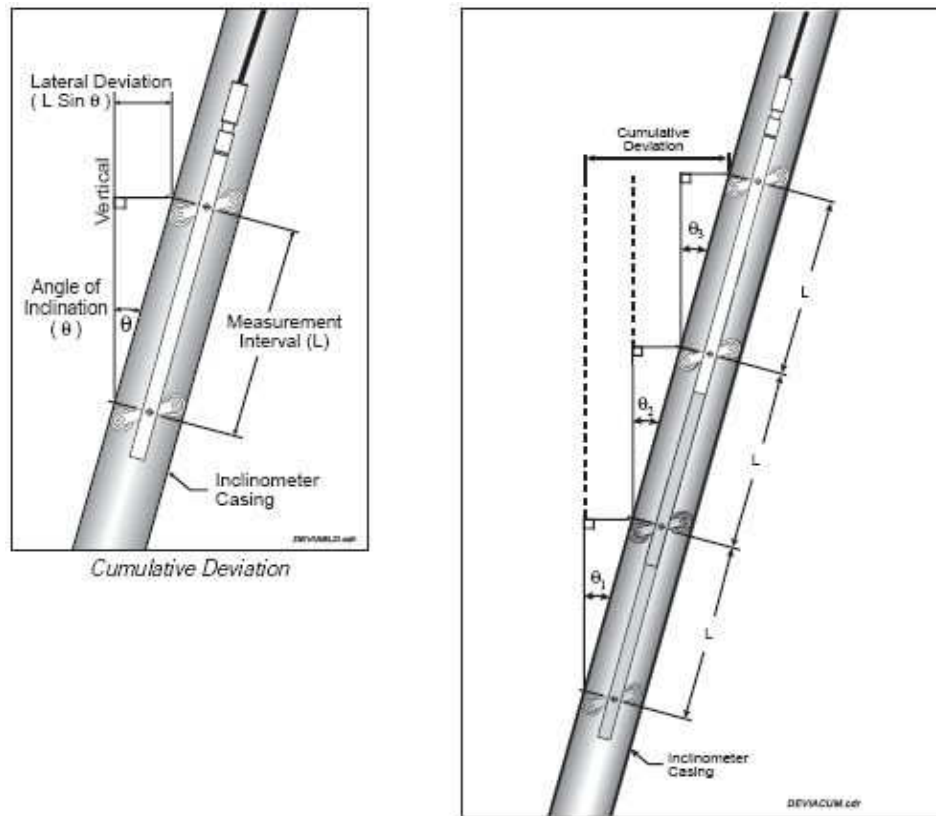


Figura 152. Schema di funzionamento dell' inclinometro

Nel passare da un tubo all'altro è necessario porre massima cura nell'eseguire le giunzioni per evitare un disallineamento eccessivo delle guide e quindi della sonda di lettura.

La sonda, di tipo biassiale, è costituita da un tubo di acciaio di forma cilindrica di circa 3 cm di diametro e 75 cm di lunghezza e consente di eseguire contemporaneamente nelle due direzioni ortogonali la misurazione dello spostamento orizzontale del tubo in modo tale da avere le due componenti normali dello spostamento sul piano orizzontale.

Il valore del modulo del vettore di spostamento globale ed il suo orientamento rispetto agli assi di riferimento è ottenuto attraverso una composizione vettoriale delle due componenti.

La sonda utilizzata per il monitoraggio è prodotta dalla *SINCO (Slope Indicator Company)* modello 50325 accoppiata ad una centralina di acquisizione ed elaborazione *SINCO Digtilt DataMate*, vedi figura 151.

Le misure sono eseguite ad intervalli di 50 cm di lunghezza a partire dal fondo del foro.

Come accennato, essendo la sonda biassiale, la misura è eseguita contemporaneamente nei due piani A + e A - e B + e B -, ma generalmente l'operazione è ripetuta ruotando la sonda di 180°, per ottenere una seconda serie di misure, che viene mediata con la prima.

Il sensore della sonda è un servoaccelerometro con sensibilità tipica di ± 0.02 mm/500 mm.

La risposta è di norma molto rapida, una volta aspettato un tempo sufficiente (10 minuti) per equilibrare la temperatura della sonda a quella del foro.

La precisione del servoaccelerometro diminuisce per grandi deviazioni della verticale, in quanto si tratta di un sensore collegato alla gravità (Mikkelsen e Wilson, 1983); i limiti di operatività sono $\pm 30^\circ$ rispetto alla verticale.

Condizione essenziale all'elaborazione dei dati è la definizione di un valore di riferimento dello spostamento: infatti, si assume che lo spostamento alla base del tubo sia nullo, come indicato in figura 154.

Tale assunzione permette di conoscere tutti i valori dello spostamento a meno di una costante.

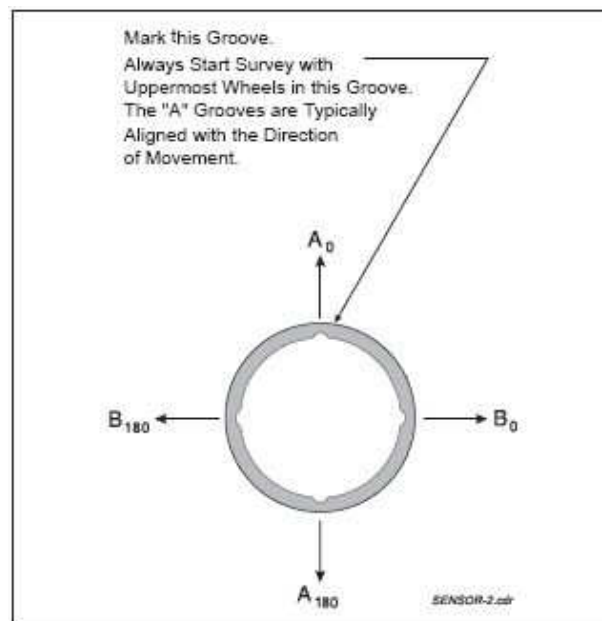


Figura 153. Schema guide tubazione inclinometrica

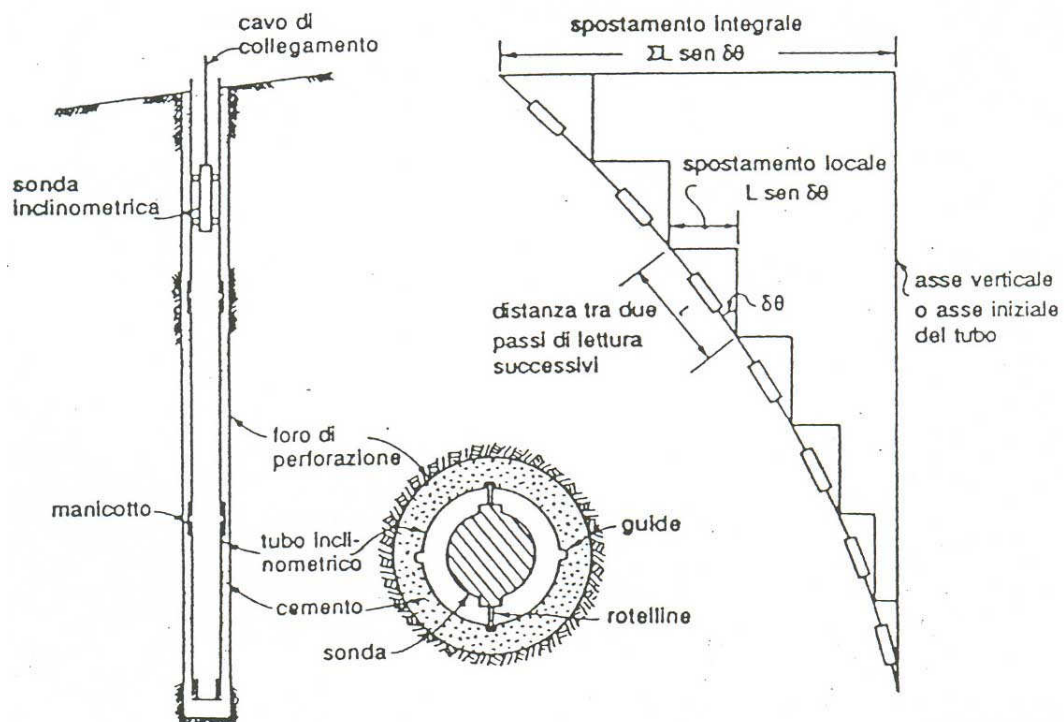


Figura 154. Installazione inclinometrica con interpretazione della misura

Per ogni misura inclinometrica, nel caso specifico, sono state eseguite 4 serie di letture, una per ognuna delle quattro guide del tubo. Generalmente la misura nella direzione parallela alla guida nella quale è presente la sonda è meno affetta da errori rispetto a quella nella direzione ortogonale (Simeoni e Mongiovì 2004; Mikkelsen 2003). Pertanto si è deciso di considerare solo le letture parallele alle guide della sonda (medie a due a due) componendole vettorialmente. Altra opzione presa in considerazione è stata quella di mediare anche le letture in direzione ortogonale: la lettura ortogonale alle rotelline con quella parallela alle stesse, ma relativa alla guida ortogonale e viceversa. Tale elaborazione porta a risultati sostanzialmente concordi con quelli qui considerati, ma leggermente più dispersi.

In corrispondenza dell'inclinometro II sono stati misurati spostamenti massimi di circa 7 mm causati dall'esecuzione del CSM. Tali spostamenti sono diretti approssimativamente verso la zona di esecuzione dei lavori. Al di sotto della profondità trattata (10 m) si sono osservati spostamenti non nulli del tubo inclinometrico fino ad una profondità di circa 35 m.

Si riportano di seguito la planimetria dei setti trattati, la posizione dell'inclinometro rispetto a tali setti e la cronologia dei lavori. In figura 156 si riportano l'andamento degli spostamenti e degli azimut di tali spostamenti con la profondità e col tempo.

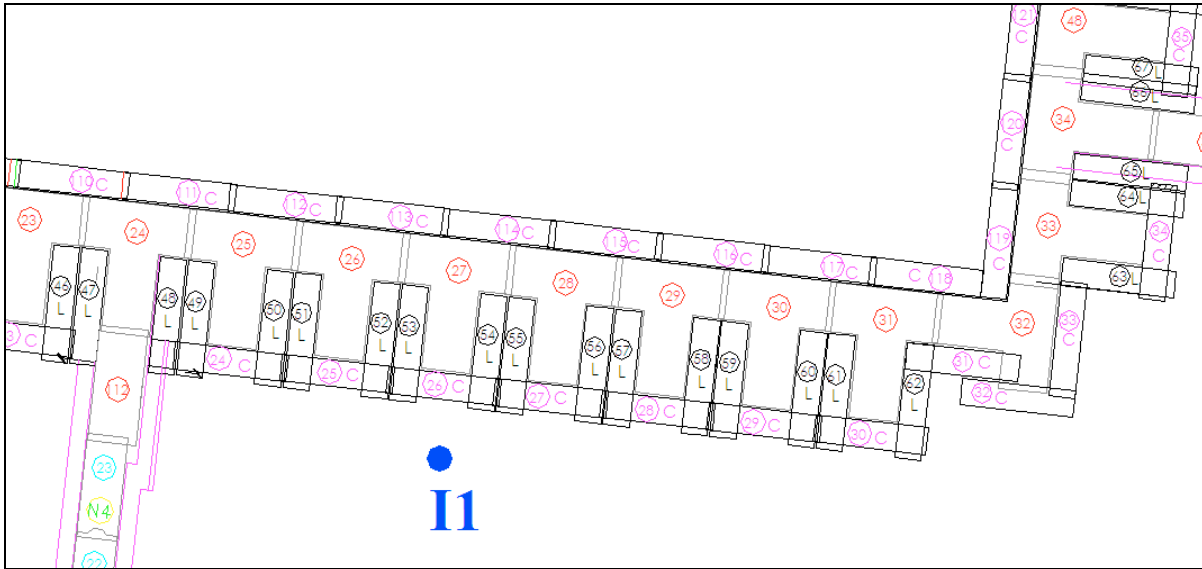


Figura 155. Posizione dell'inclinometro I1 rispetto ai setti di CSM

Tabella 19. Cronologia della realizzazione dei setti

data misura	setti trattati
23/10/2008	nessuno
27/10/2008	55-56-57-58-59-60
31/10/2008	da 48 a 62; da 24 a 28; da 30 a 32
06/11/2008	tutti

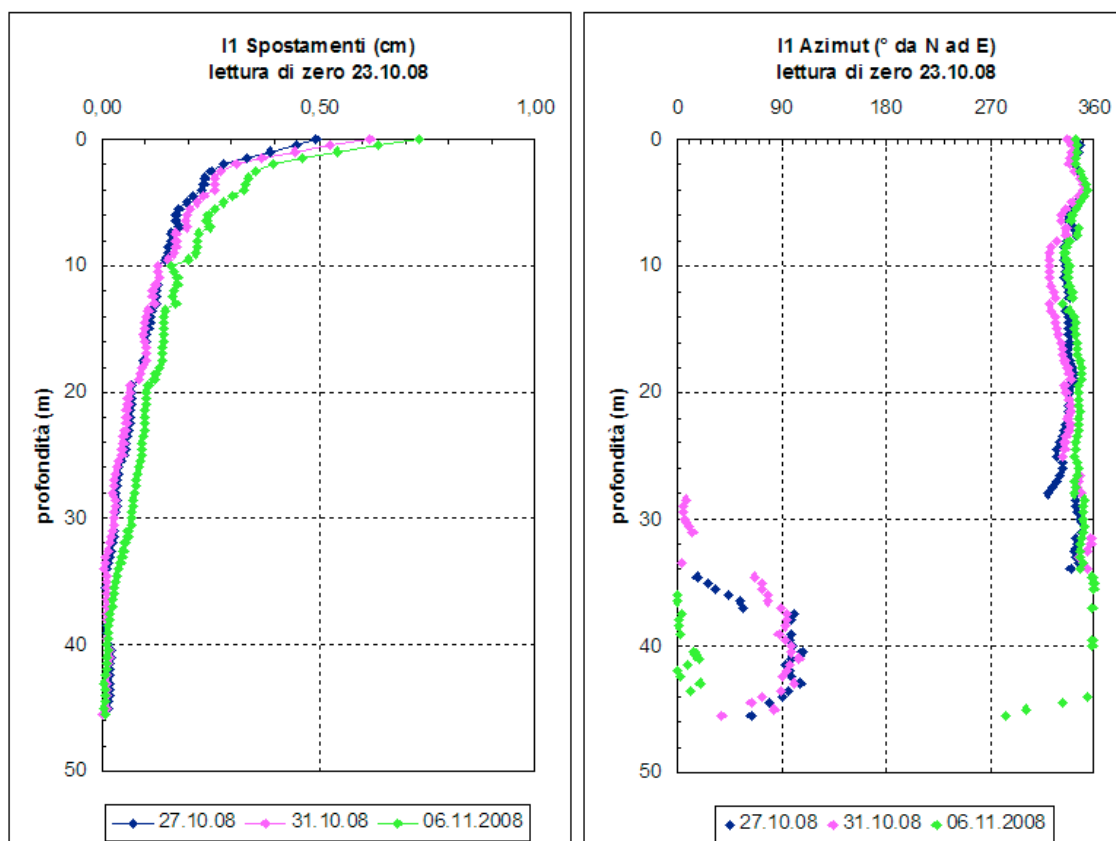


Figura 156. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione del CSM

Infine si riporta la figura 157 in cui sono rappresentati gli incrementi di spostamento e di azimut di ogni misura rispetto alla misura precedente.

Gli incrementi di spostamento mostrano che si hanno variazioni di spostamento significative, tra una misura e la precedente, solo per la prima lettura (incremento rispetto alla lettura di zero), per la quale sono stati eseguiti buona parte dei pannelli profondi 10 m, mentre per le altre due misure si osservano spostamenti minori.

Gli incrementi di azimut, confermano che gli spostamenti sono diretti sostanzialmente verso la zona in cui si effettuano i trattamenti.

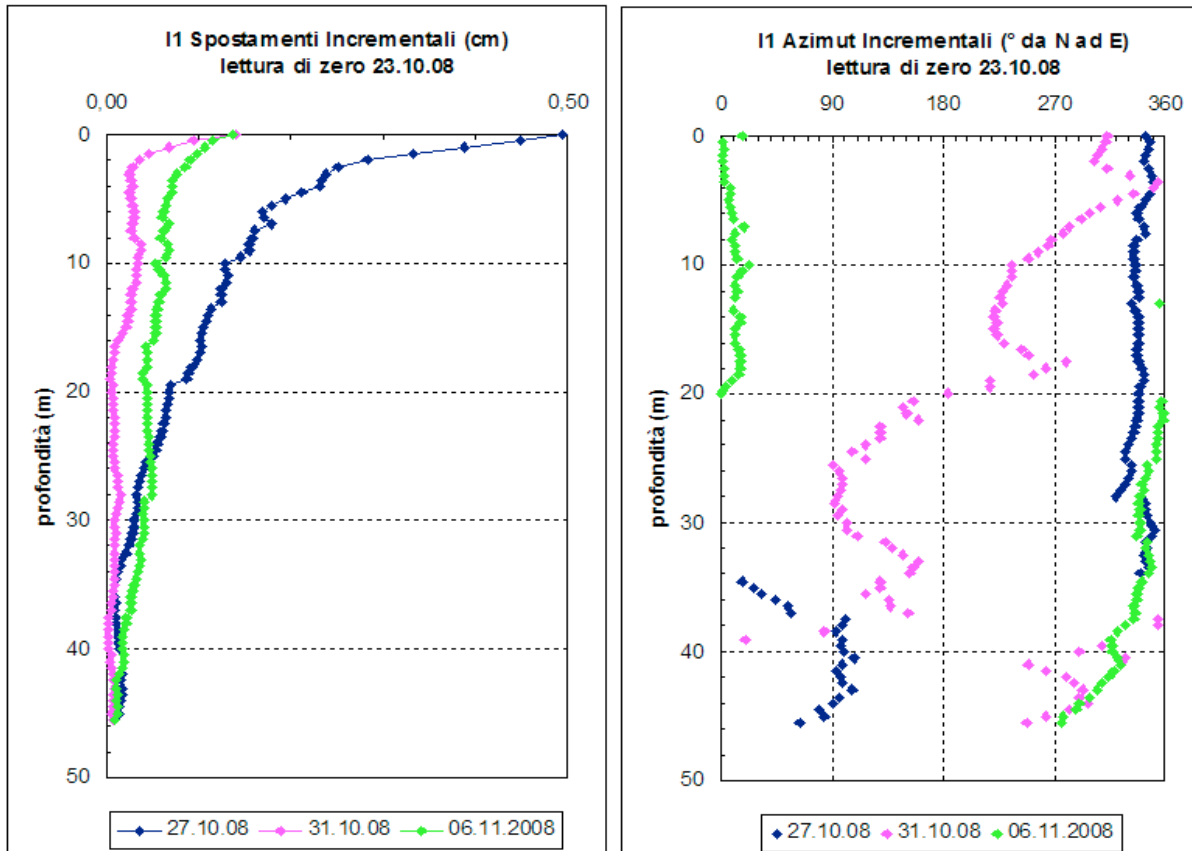


Figura 157. Spostamenti orizzontali incrementali indotti dalla realizzazione del CSM

Si ribadisce quindi che trattamenti preliminari del terreno possono dare spostamenti significativi e potenzialmente pericolosi per eventuali strutture sensibili adiacenti.

Misure analoghe degli spostamenti causati dai trattamenti CSM (profondi circa 23 m) sono state eseguite presso la stazione dell'alta velocità di Bologna; anche in questo caso gli spostamenti causati dall'esecuzione del CSM sono da considerare non trascurabili. Vengono riportate di seguito anche tali misure.

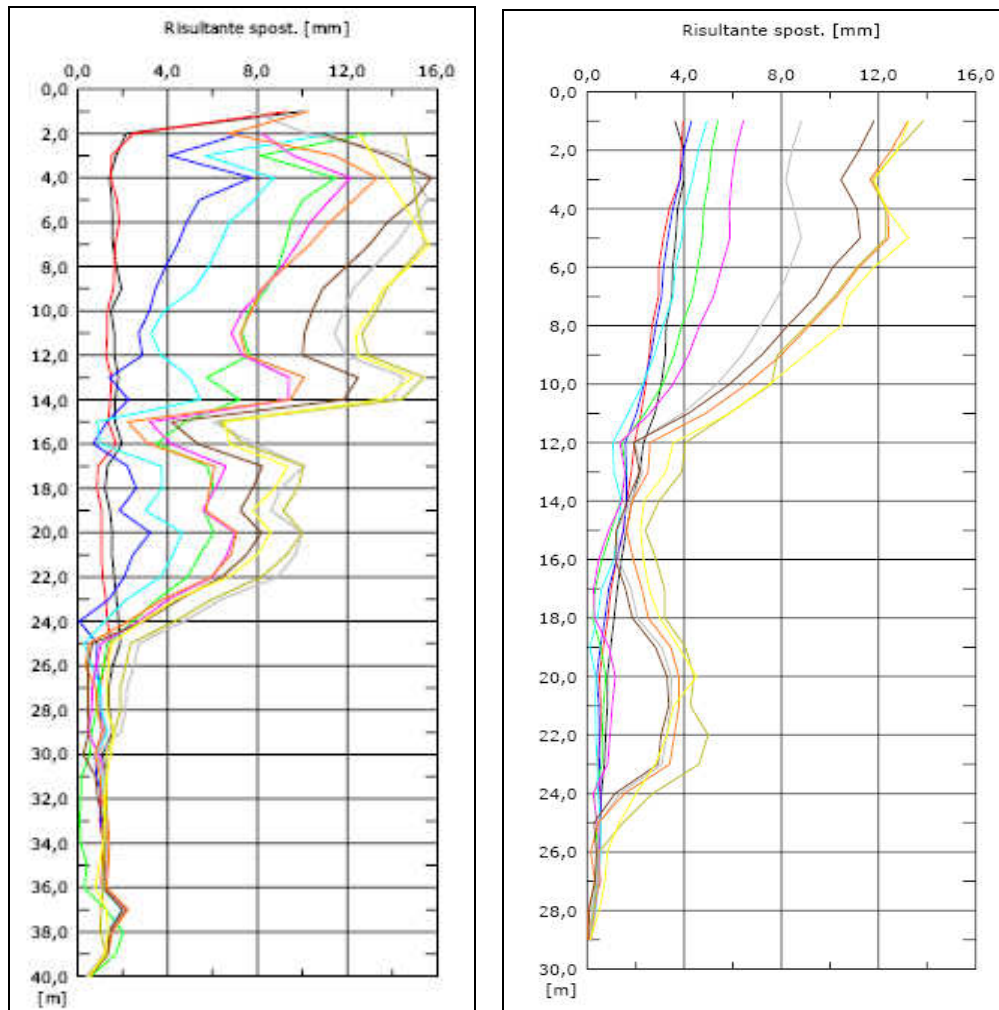


Figura 158. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione del CSM realizzato presso la stazione alta velocità di Bologna

4.4.1 Spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli

Gli spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli sono stati monitorati tramite i due inclinometri I2 ed I3, la cui posizione è rappresentata in figura 159, nella quale si osserva anche la numerazione dei pannelli prossimi a tali inclinometri.

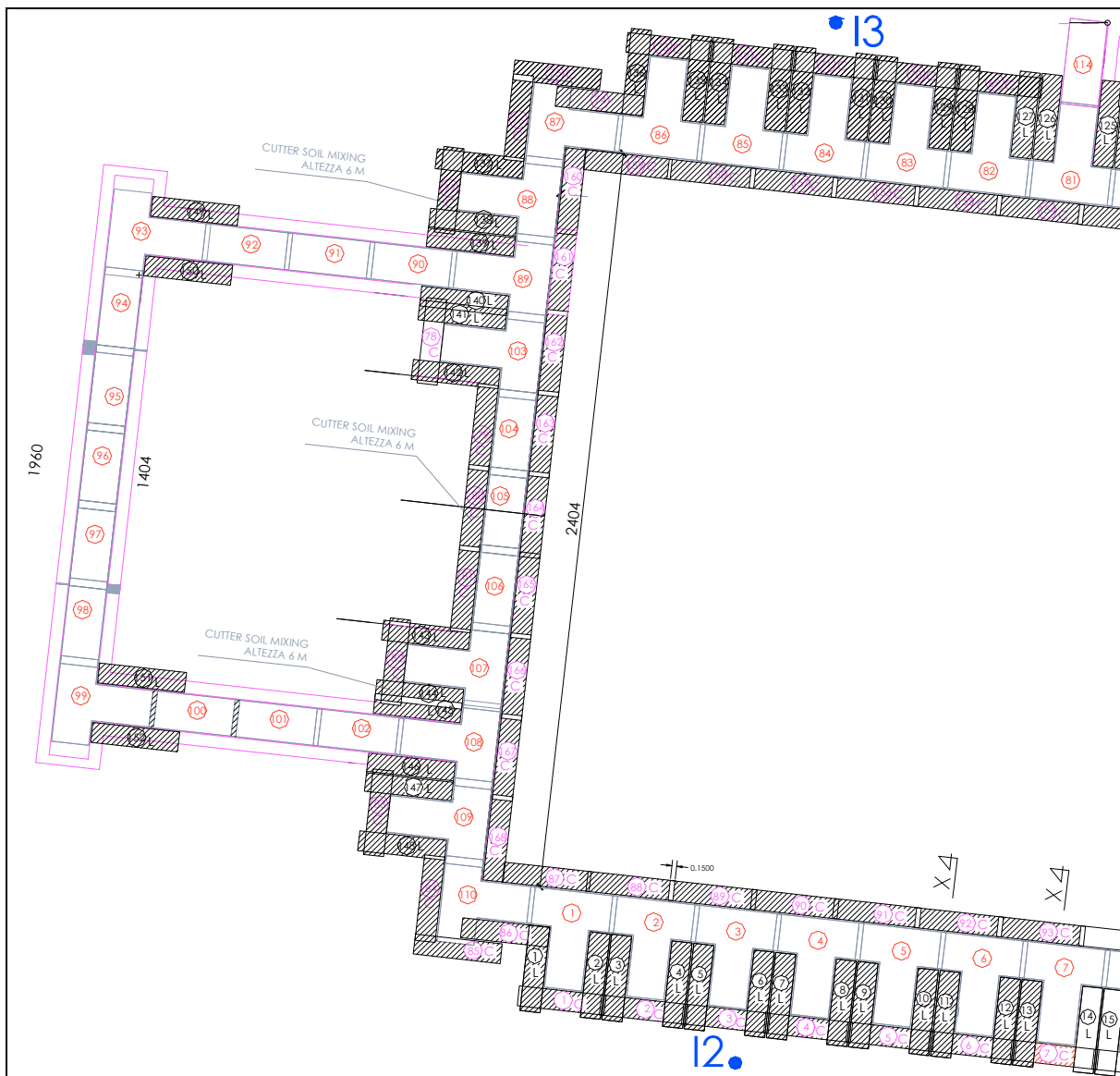


Figura 159. Posizione degli inclinometri rispetto ai pannelli

Non è stato possibile utilizzare anche l'I1 per il monitoraggio degli spostamenti indotti dalla realizzazione della paratia essendo tale inclinometro meno profondo dei pannelli.

Si riporta nella tabella 20 la cronologia delle lavorazioni dei pannelli nei pressi degli inclinometri I2 e I3 e la cronologia delle misure eseguite.

Tabella 20. Cronologia dei lavori e delle misure

data	lavori	misure	appunti
21/11/2008	getto 91		
25/11/2008	getto101		
27/11/2008	getto93		
28/11/2008	getto97	zero I2	
02/12/2008	getto 99		
03/12/2008	scavo anima pannello 2 + getto95		
04/12/2008	scavo ala pannello 2	I2	misure eseguita prima dell'inizio dello scavo dell'ala
05/12/2008	getto pannello2	I2	misure eseguita prima dell'inizio del getto
09/12/2008		I2(ns) + zero I3	in corrispondenza di I2 non sono stati eseguiti lavori dal 5/12
10/12/2008	scavo pannello85 + getto 92		
11/12/2008	getto pannello85	I3	lettura prima del getto
12/12/2008	getto100		
15/12/2008	scavo pannello4 + getto 94	I2(eo) + I3	in corrispondenza di I2 non sono stati eseguiti lavori dal 5/12(misure prima di inizio scavo)
16/12/2008		I2	
17/12/2008	getto pannello4 + scavo pannello 89		
18/12/2008	getto 89	I2 + I3	misure eseguita prima dell'inizio del getto
19/12/2008	getto 98		
22/12/2008	getto 90	I3	lettura prima del getto
30/12/2008	getto 96		
07/01/2009	scavo 108		
08/01/2009	getto108 + inizio scavo 87	I2	misure eseguite prima del getto 108
09/01/2009	fine scavo87 + getto	I2	
12/01/2009	scavo110	I3	
15/01/2009	getto102 + scavo 83	I2	prima di getto102
16/01/2009	getto 83	I3	misure dopo scavo83 e prima getto 83
19/01/2009	scavo 6 + getto106	I3	
20/01/2009	getto6	I2	misure eseguite prima del getto
22/01/2009	getto 88 + scavo 3	I2	1° misura nord sud prima dell'inizio scavo;
23/01/2009	getto3 + scavo 109	I2	fino a metà getto3
24/01/2009		I2	
26/01/2009	fine scavo 109	I3	
27/01/2009	getto109		
28/01/2009		I2 + I3	
29/01/2009	scavo5		
30/01/2009	getto5 + scavo1	I3	
02/02/2009	getto1 + scavo 81	I2	misure con h c/s compresa tra -44 e -36
03/02/2009		I2+I3	
04/02/2009	getto107 + scavo 77		
05/02/2009	getto77 + scavo 84	I3	misure durante lo scavo 84
06/02/2009	getto 84	I3	misura eseguita prima del getto
05/03/2009		I2 + I3	eseguiti tutti i pannelli nei pressi degli inclinometri

In figura 160 si osservano gli spostamenti orizzontali misurati in corrispondenza del tubo inclinometrico I3, la lettura di zero di tale inclinometro è stata eseguita dopo la realizzazione dei trattamenti preliminari con CSM, quindi gli spostamenti misurati sono dovuti essenzialmente allo scavo e al getto dei vari pannelli della paratia. Si osservano spostamenti finali diretti verso la paratia, lo spostamento massimo è di circa 6 mm, e situato ad una profondità di circa 35 m.

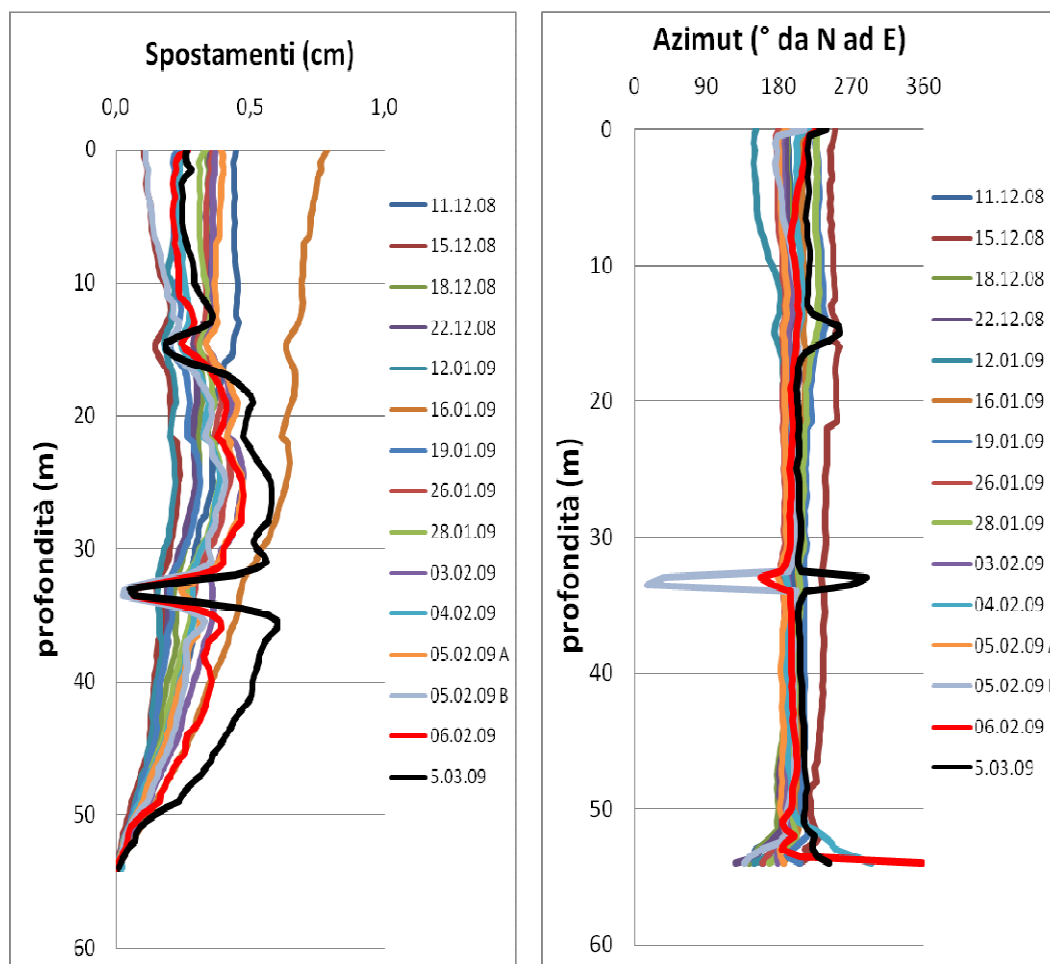


Figura 160. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione dei pannelli

Con lo scavo di ogni pannello si ha uno spostamento verso la direzione di questo, con il getto si ha uno spostamento in senso opposto, si hanno così cicli di carico e scarico durante i quali si vanno accumulando spostamenti verso l'interno del pannello. Ciò è dovuto al fatto che gli spostamenti dovuti al getto sono di valore inferiore a quelli dovuti allo scavo.

L'inclinometro I2 mostra spostamenti sostanzialmente simili a quelli dell'I3.

Per l'I2 si osserva uno spostamento massimo di circa 5 mm, diretto verso la paratia, ad una profondità di circa 22 m (vedi figura 161).

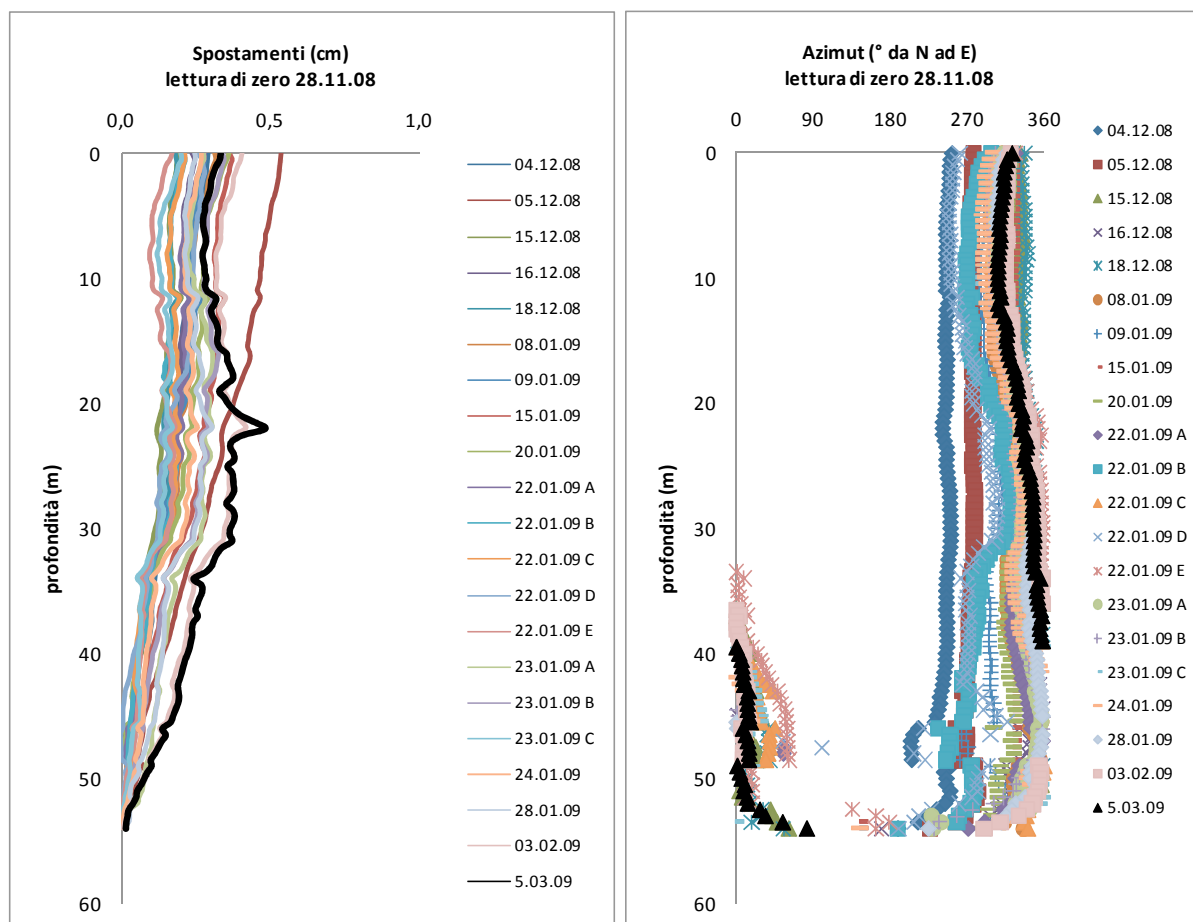


Figura 161. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione dei pannelli

Considerando la formula riportata nel capitolo precedente, se si ipotizza un'altezza critica della distribuzione della spinta del calcestruzzo pari a 5 m, si ottiene una stima del massimo spostamento orizzontale diretto verso la paratia e pari a 6 mm, in sostanziale accordo con le misure riportate sopra. Si deve però sottolineare che scegliendo un'altezza critica maggiore si possono prevedere anche spostamenti di segno opposto, anche se comunque sempre molto piccoli.

In figura 162 si riportano gli azimut e gli spostamenti incrementali, rispetto alla misura precedente, si nota che gli azimut sono generalmente diretti verso il pannello eseguito, o nella direzione opposta.

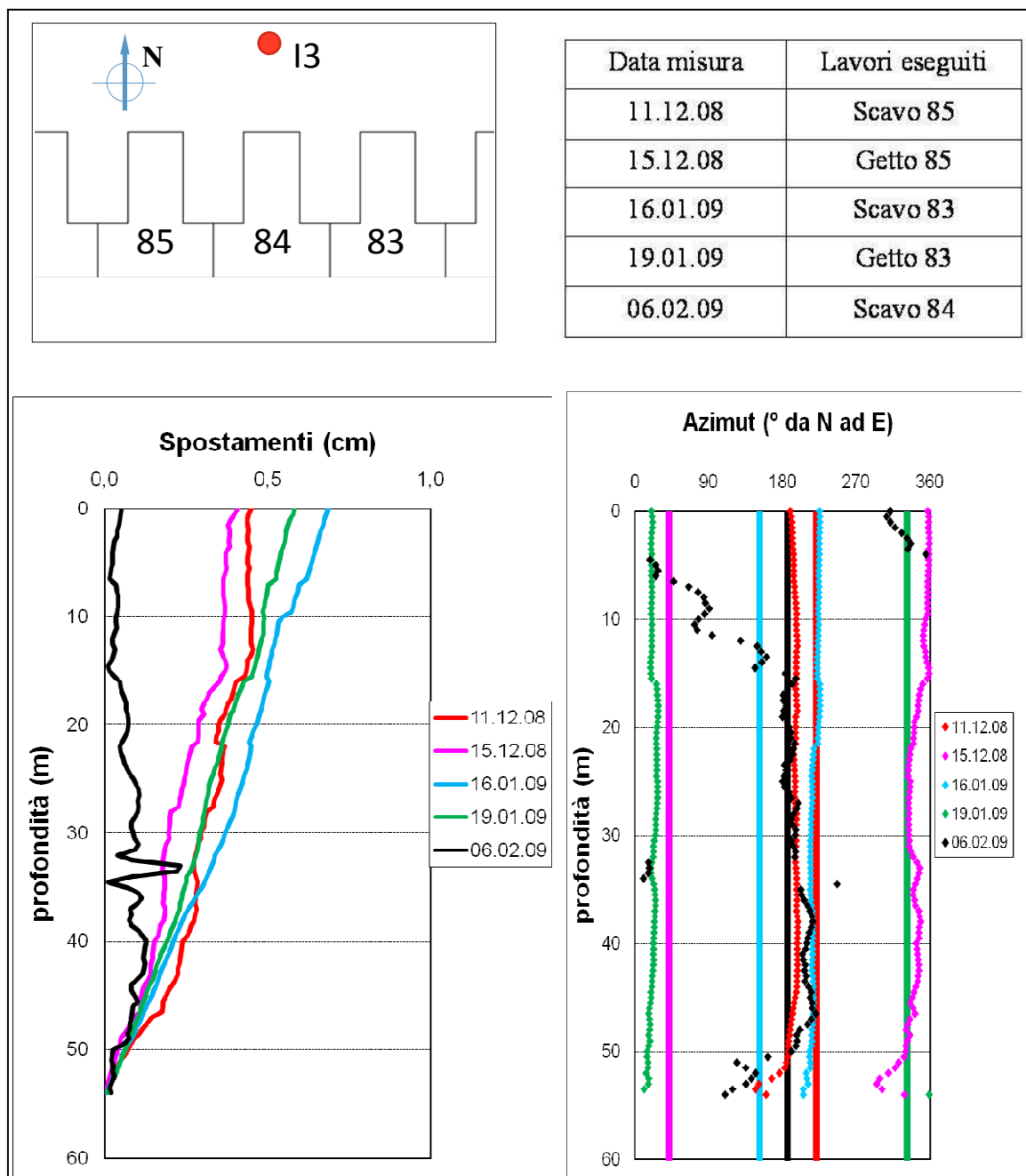


Figura 162. Spostamenti orizzontali incrementali indotti dalla realizzazione dei pannelli adiacenti all'inclinometro I3

In figura 162 si può osservare meglio l'effetto dell'installazione dei singoli pannelli, mettendo in relazione gli incrementi di spostamento misurati con le diverse fasi di lavorazione. Come già detto, in fase di scavo si hanno spostamenti verso il pannello e in fase di getto nel verso opposto. Si noti che gli spostamenti dovuti al pannello più prossimo all'inclinometro sono di entità inferiore a quella dei due immediatamente contigui (e quindi

più distanti dall'inclinometro stesso). Questa evidenza sperimentale è stata confermata qualitativamente da simulazioni numeriche riportate in seguito. Con ogni probabilità ciò è dovuto almeno all'effetto concomitante di due cause. La prima è che il pannello più vicino è stato realizzato per ultimo, quando i due adiacenti formavano insieme al CSM un considerevole irrigidimento del contorno dello scavo. La seconda causa è legata alla natura fortemente tridimensionale dello scavo, che comporta spostamenti di tutti i lati del pannello. Al variare della posizione dell'inclinometro rispetto all'asse di quest'ultimo, cambia la superficie di pannello per così dire esposta alle misure inclinometriche. Nel caso in questione la superficie del pannello frontale esposta all'inclinometro è inferiore a quella esposta dei pannelli laterali.

Tale superficie, unitamente con la distanza tra pannello e inclinometro, può essere rappresentata dall'angolo α riportato in fig. 163.

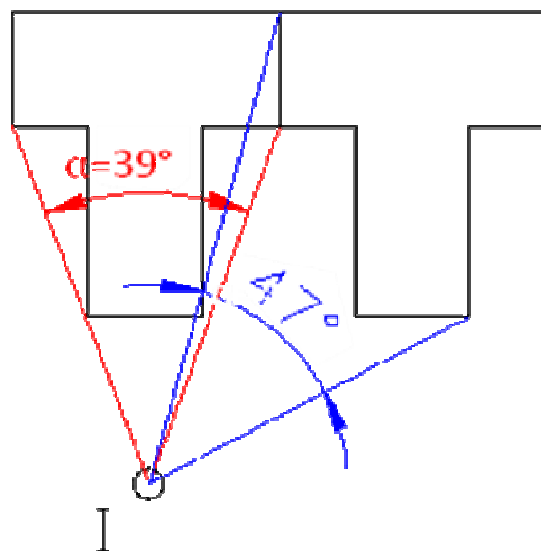


Figura 163. Definizione dell'angolo α

A conferma di quanto detto, in figura 164 si riporta il massimo spostamento relativo a ciascuna fase (scavo o getto dei vari pannelli) in funzione della distanza del pannello eseguito dall'inclinometro, in figura 165 si riportano gli stessi spostamenti in funzione dell'angolo α appena citato. Si osserva che lo spostamento aumenta all'aumentare di quest'ultimo in modo più evidente e logico di quanto non sembri in funzione della distanza. Si osserva inoltre, in accordo con quanto già detto, che per ogni pannello gli spostamenti massimi dovuti allo scavo sono maggiori di quelli dovuti al getto. Bisogna comunque aggiungere che le misure sono ovviamente affette da incertezza legata agli inevitabili errori.

In particolare, per tubi inclinometrici così lunghi possono aversi errori accidentali di misura fino ad un massimo di circa 2 mm, ai quali devono aggiungersi gli eventuali errori

sistematici. Nel prossimo futuro, saranno effettuati approfondimenti su tale argomento. Altra possibile fonte di incertezza nelle misure è l'inevitabile non ripetibilità nell'esecuzione dei diversi pannelli in termini di durata dei lavori di scavo e getto, altezza del fango, densità di fango e calcestruzzo ecc.

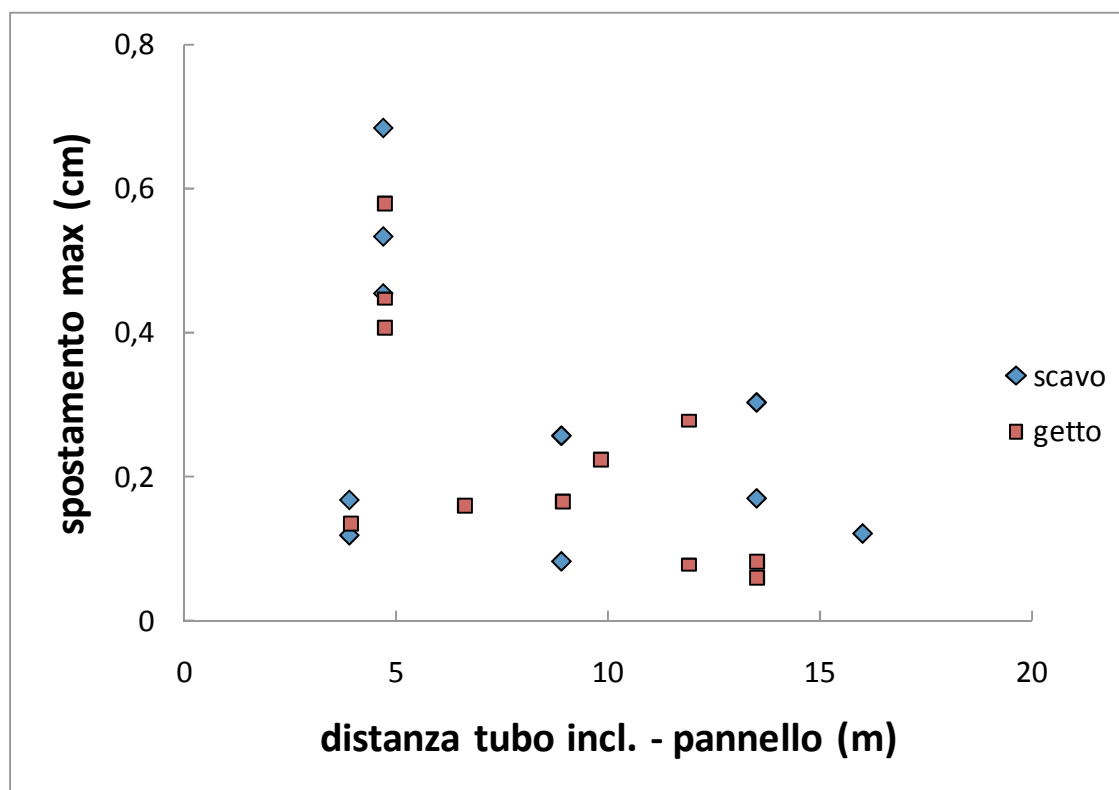


Figura 164. Spostamenti orizzontali incrementali massimi indotti dalla realizzazione dei pannelli in funzione della distanza tra inclinometro e baricentro del pannello

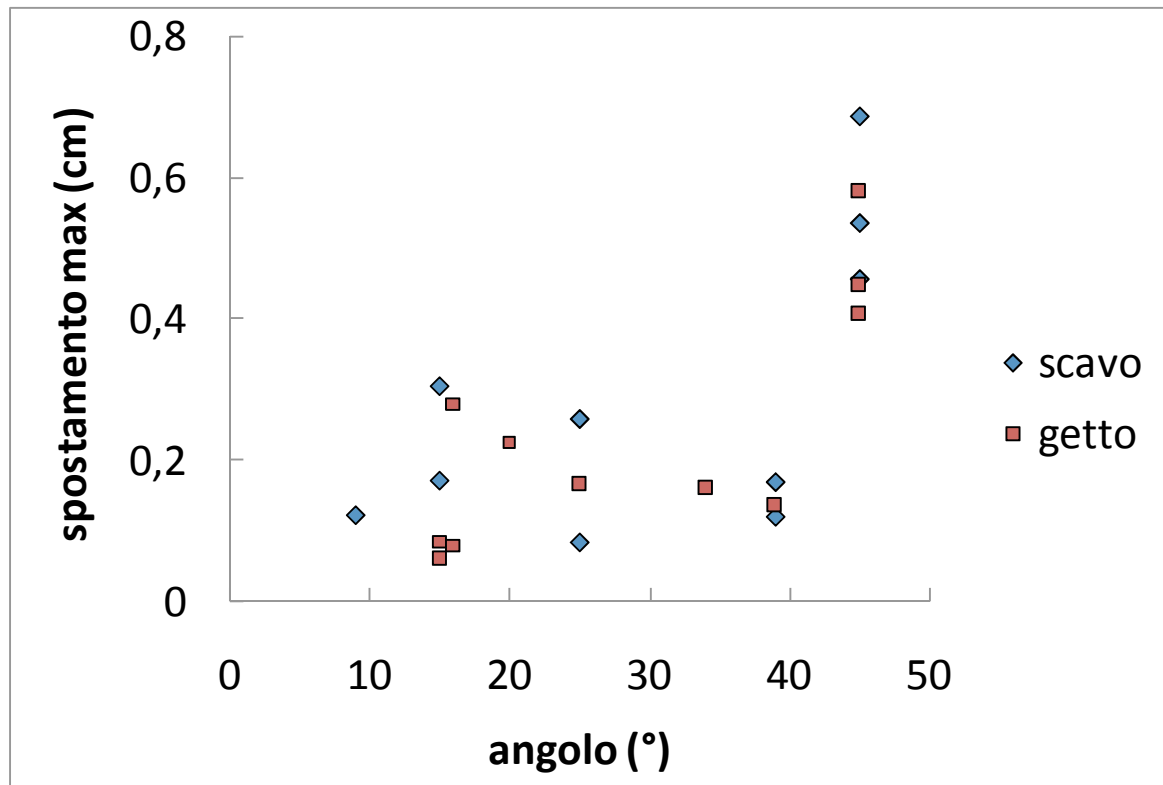


Figura 165. Spostamenti orizzontali incrementali massimi indotti dalla realizzazione dei pannelli in funzione dell'angolo α .

4.4.2 Discussione sull'affidabilità delle misure eseguite

Le misure eseguite, come mostrato precedentemente, sembrano essere abbastanza concordi con quel che ci aspettava a priori.

Sono però da mettere in luce alcuni dubbi e problemi riguardanti la tipologia del profilo degli spostamenti:

1. Essendo presente, alla base degli inclinometri, per quasi 15 m, uno strato di tufo, ci si aspettava in questa zona spostamenti pressoché nulli, mentre sono stati misurati spostamenti non trascurabili.
2. Una misura inclinometrica restituisce gli spostamenti a meno di una costante, tale costante può essere determinata eseguendo misure topografiche alla testa dell'inclinometro, o può essere ragionevolmente considerata nulla se nella zona più profonda del tubo si registrano spostamenti pressoché nulli. Le nostre misure non si trovano in nessuno di questi due casi.
3. In testa all'inclinometro ci si aspettava spostamenti molto piccoli a causa del trattamento di CSM, mentre sono stati misurati spostamenti rilevanti.

Sono varie le motivazioni che possono giustificare tali problemi.

La non verticalità del profilo degli spostamenti all'interno del banco di tufo può essere spiegata in vari modi:

- Presenza di errori sistematici nelle misure quali il “*bias shift error*” o il “*rotation error*”. Tali errori possono essere corretti tramite appropriata rielaborazione delle misure (Mikkelsen 2003).
- Difetto della cementazione del tubo inclinometrico all’interno del tufo; tali difetti occorrono più facilmente in profondità ed in corrispondenza di rocce lapidee. In tal caso gli spostamenti misurati all’interno del tufo sarebbero tutti errore, mentre quelli al di sopra del tufo sarebbero determinati a meno di una costante.
- Si ha realmente uno spostamento all’interno del tufo, le cui caratteristiche vengono generalmente determinate tramite prove in laboratorio su campioni intatti, mentre in sito tale roccia si presenta molto fratturata. In questo caso la profondità dell’inclinometro sarebbe inadeguata a tutte le misure sarebbero determinate a meno di una costante

Tramite analisi con Plaxis 2D, simulando una serie di fratture all’interno del tufo (tramite elementi interfaccia), avente tetto a 40 m dal piano campagna, si sono previsti spostamenti nel tufo e nel terreno simili a quelli misurati (vedi figura 166). Questa analisi, non può essere considerata un’analisi molto affidabile, modellando in 2D effetti marcatamente 3D e modellando in maniera abbastanza arbitraria il tufo fratturato, ma è comunque utile per mettere in luce l’effettiva possibilità che gli spostamenti misurati nel tufo non siano necessariamente dovuti ad errori di misura.

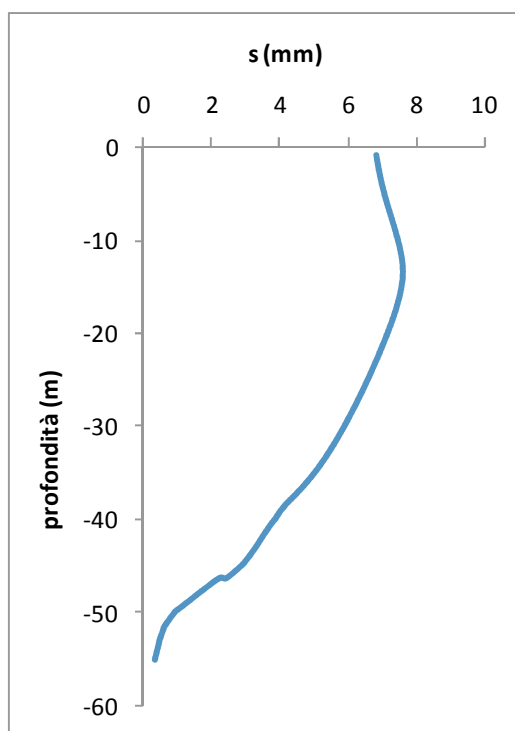


Figura 166. Spostamenti orizzontali dell’inclinometro causati dallo scavo del pannello previsti tramite analisi FEM 2D, considerando il tufo fratturato

Gli eccessivi spostamenti in corrispondenza del piano campagna possono essere giustificati da una non perfetta esecuzione del CSM o da errori di misura.

Se si ipotizza che gli spostamenti nel tufo siano dovuti ad errori di misura sistematici, si può procedere ad una correzione.

4.5 Analisi numeriche 3D della realizzazione del singolo pannello

Per meglio comprendere il complesso meccanismo di ridistribuzione delle tensioni e di generazione degli spostamenti causati dalla realizzazione dei pannelli più vicini all'inclinometro, sono state eseguite delle analisi numeriche preliminari e semplificate.

In figura 167 è mostrato il modello geometrico utilizzato: sfruttando la simmetria del problema, il pannello del quale è stata simulata l'installazione è stato modellato solo a metà, di fianco a tale pannello ne è stato modellato un altro, mentre di fronte e dietro è stato simulato il CSM. Sono state eseguite due analisi: la prima considerando l'assenza di pannelli nei dintorni di quello scavato; la seconda considerando la presenza dei due pannelli laterali (modellati "*wished in place*").

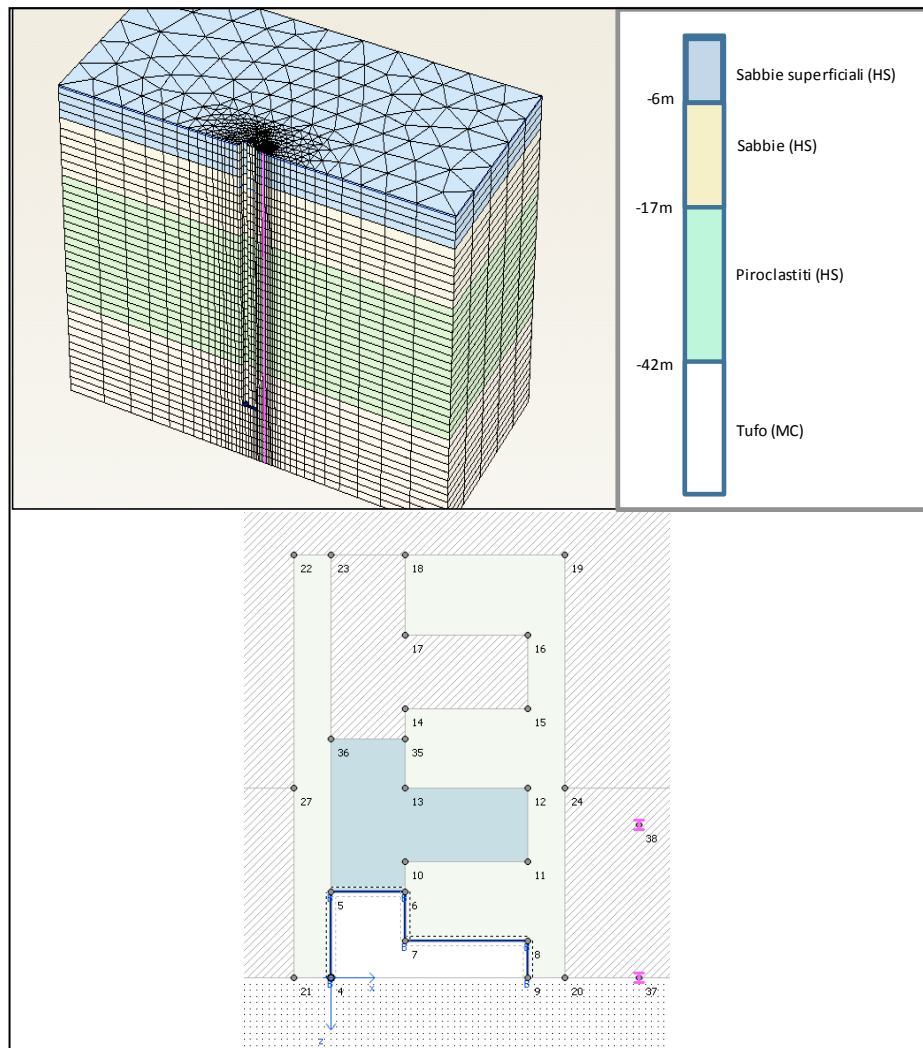


Figura 167. Geometria del problema studiato

Si è considerato un profilo stratigrafico semplificato, composto da sabbie superficiali, sabbie profonde, terreni piroclastici e tufo. I terreni sciolti sono stati simulanti tramite *hardening soil model*, quelli cementati tramite un modello elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb, il calcestruzzo con un modello elastico lineare, avente rigidezza pari a quella a 28 giorni di stagionatura.

Si riportano le principali caratteristiche utilizzate per terreni naturali e cementati artificialmente.

Tabella 21. Caratteristiche dei terreni simulati tramite HS

Terreno	Sabbie superficiali	Sabbie	Piroclastiti
E_{50} (kPa)	10000	15000	20000
E_{oed} (kPa)	18000	15000	20000
E_{ur} (kPa)	30000	30000	40000
m	0,5	0	0
φ' (°)	36	36	34
c' (kPa)	0	0	0
ψ	0	0	0
γ (kN / m ³)	16	16	14
γ_{sat} (kN / m ³)	18	18	16

Tabella 22. Caratteristiche dei terreni simulati tramite MC

Terreno	Tufo	CSM
E (kPa)	1000000	1000000
φ' (°)	27	36
c' (kPa)	500	296
ψ	0	0
γ (kN / m ³)	1,4	1,7
γ_{sat} (kN / m ³)	1,6	1,7

Si noti che, ai terreni sciolti, sono state assegnate rigidezze abbastanza basse se confrontate con quelle dedotte dalle indagini, per far sì che gli spostamenti ricavati dalle analisi numeriche fossero paragonabili a quelli misurati in sito.

Ai terreni sciolti è stato assegnato un coefficiente di spinta a riposo pari a 0,8.

È stata simulata la fase di scavo del pannello eliminando il terreno al suo interno e sostituendolo con le spinte esercitate del fango sulla superficie del pannello; la fase di getto del calcestruzzo è stata simulata incrementando le forze fino ad una distribuzione bilineare avente h_c pari a 8 m.

Vengono riportate le “misure” prese in corrispondenza dei punti 38 e 37 (in viola in figura 167), posti in posizione analoga a quella dell'inclinometro I3.

L'azimut del baricentro del pannello rispetto al punto 37 è pari a 360° (direzione opposta 180°), rispetto al punto 38 è 325° (direzione opposta 145°), tali azimut sono evidenziati in figura 168 tramite i due segmenti neri verticali.

Si riportano quindi gli 8 profili inclinometrici che si ottengono facendo variare l'inclinometro considerato (il punto 37, più vicino al pannello, ed il 38, più lontano), la fase (la fase 2 è quella successiva allo scavo, la 3 è successiva al getto), la condizione iniziale (con o senza il pannello laterale preesistente).

In seguito allo scavo del pannello si osservano spostamenti diretti verso il pannello, che vengono parzialmente recuperati in seguito al getto. La profondità del massimo spostamento è generalmente compresa tra i 30 e i 40 m. Sia nella zona più superficiale sia in quella più profonda gli spostamenti tendono a zero, a causa del CSM e del tufo.

Si può osservare che il massimo spostamento dovuto allo scavo del primo pannello è maggiore in corrispondenza dell'inclinometro più lontano che di quello più vicino e che gli spostamenti avuti nel caso di preesistenza dei pannelli laterali sono sensibilmente inferiori a quelli che si hanno in caso di assenza di tali pannelli, tali osservazioni erano già state fatte analizzando le misure.

Da notare anche che gli azimut degli spostamenti sono diretti verso il baricentro del pannello nel caso di assenza di lavori precedenti (preesistenza dei pannelli adiacenti), ma nel caso di presenza precedente di pannelli ciò non è più vero. Gli azimut sono maggiormente discosti dalla direzione aspettata quando sono presenti pannelli preesistenti ed in prossimità del piano campagna dove è presente il CSM.

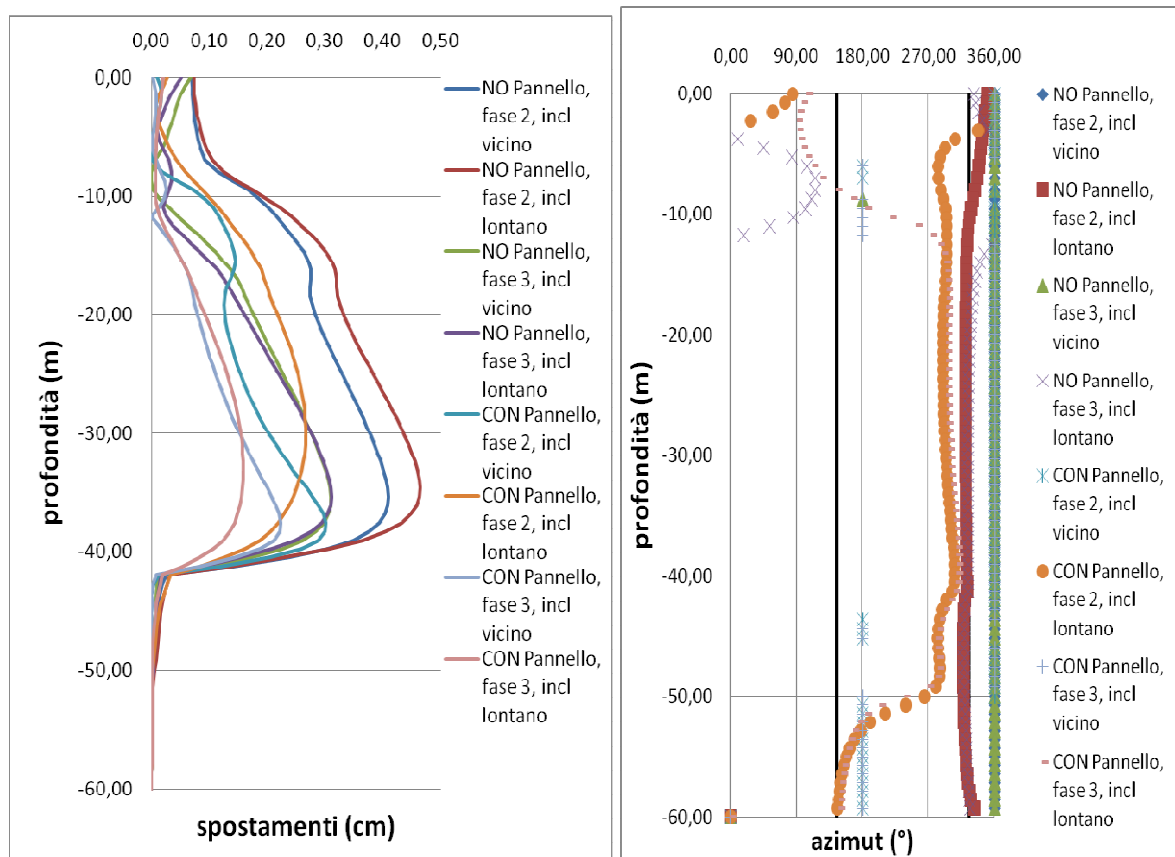


Figura 168. Spostamenti orizzontati previsti da analisi 3D

In figura 169 sono riportati gli spostamenti incrementali e gli azimut ad essi riferiti. Si può meglio osservare come gli spostamenti dovuti alle diverse fasi di scavo non sempre sono diretti verso la direzione aspettata.

Si osserva inoltre che generalmente gli spostamenti dovuti alla fase di scavo del pannello sono diretti approssimativamente verso il pannello ed hanno massimo a circa 35 m di profondità; quelli dovuti alla fase di getto hanno approssimativamente il verso opposto, sono leggermente inferiori ed hanno il massimo a circa 10 m di profondità (ciò è dovuto alla distribuzione bilineare della spinta del calcestruzzo).

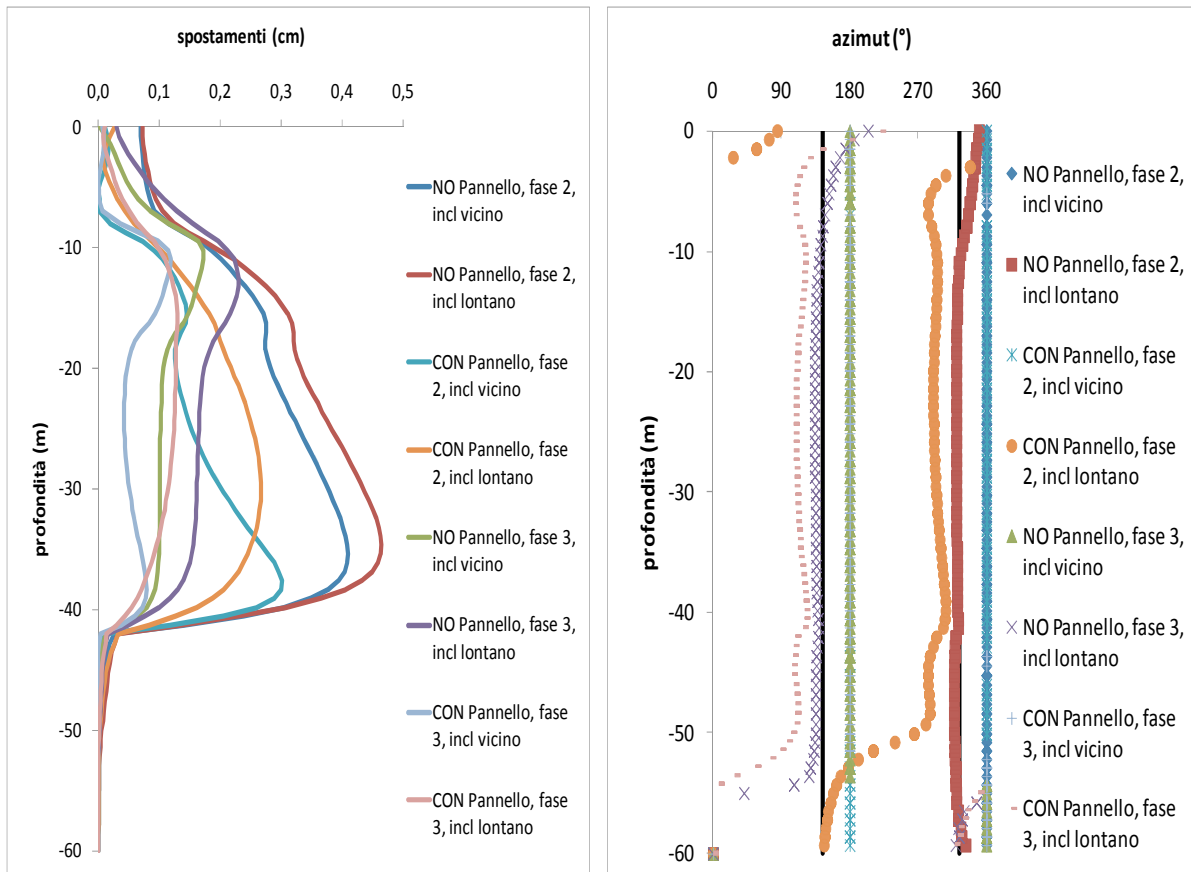


Figura 169. Spostamenti orizzontali incrementali previsti da analisi 3D

5 Effetto della realizzazione dello scavo principale

5.1 Parcheggio sotterraneo di largo Celebrano

Nel periodo di tempo che va da luglio 2007 e gennaio 2009, è stato eseguito, presso largo Celebrano (Napoli), lo scavo necessario per la realizzazione di un parcheggio sotterraneo.

Al fine di verificare l'interazione delle opere in esecuzione con gli edifici per civili abitazioni adiacenti, l'impresa ha ritenuto necessario procedere al monitoraggio dello scavo ed in particolare al controllo degli spostamenti superficiali e profondi in prossimità degli scavi.

È stata quindi stipulata una apposita convenzione con la quale l'impresa esecutrice ha affidato al DIGA (Dipartimento di Ingegneria Geotecnica e Ambientale) la consulenza per il monitoraggio delle opere di sostegno e degli scavi previsti nell'ambito dei lavori.

La realizzazione del parcheggio interrato è avvenuta previa realizzazione di una paratia di pali trivellati, di diametro 800 mm posti ad un interasse di 1000 mm e aventi una profondità massima di 20 m (fig. 170 e 171).

Per garantire un adeguato sostegno all'opera strutturale è stata prevista la realizzazione di setti trasversali di contrasto, ad interasse di 6,25 m lungo lo sviluppo longitudinale della paratia di sostegno. Tali setti di contrasto hanno un collegamento con la paratia di sostegno a livello dei solai di interposizione tramite tre ordini di solette, realizzate secondo la modalità top-down: prima la più alta quando lo scavo arriva all'altezza della stessa e, con l'abbassamento dello scavo, le altre. Tali solette, della larghezza di 5,0 m, hanno la funzione di ripartizione del carico sui pali e di trasmissione della spinta ai setti di irrigidimento (vedi fig. 172).

Le solette sono realizzate in calcestruzzo armato a piena sezione.

Le indagini e gli studi eseguiti hanno ricostruito una stratigrafia che può essere ricondotta essenzialmente ad una successione di prodotti piroclastici da incoerenti a coerenti, in deposizione sia primaria sia secondaria. Tra vari eventi vulcanici infatti, vi è quasi sempre un

paleosuolo o una superficie di esposizione caratteristica di un periodo di quiete dell'attività vulcanica.

La successione stratigrafica tipo, riscontrata nei sondaggi eseguiti, è la seguente:

Materiale di riporto - sabbia e sabbia con limo con incluse pomici;

Suolo antico - sabbia con limo con inclusi pomici, residui vegetali e minuti litici;

Deposito alluvionale - sabbia fine;

Paleosuolo - sabbia

Alternanza di depositi piroclastici in deposizione primaria - livelli di pomici e scorie alternate a livelli di cenere a granulometria da media fine a grossolana;

Deposito piroclastico in giacitura primaria - livelli di pomici e livelli di ceneri: livelli umificati - sabbia debolmente limosa con incluse pomici e scorie;

Deposito piroclastico in deposizione primaria - ceneri debolmente laminate alternate a pomici disperse; paleosuolo - sabbia con limo;

Deposito piroclastico in giacitura primaria - alternanza di ceneri grosse e ceneri

Paleosuolo - sabbia ricca in pomici e scorie;

Deposito piroclastico in giacitura primaria - ceneri alternate a livelli pomicei;

Deposito piroclastico in giacitura primaria - ceneri da fini a medie;

Formazione del Tufo Giallo Napoletano

È da sottolineare che il tufo si ritrova ad una profondità variabile dal piano campagna, ma comunque compresa tra i 18 e i 24 m; la falda idrica è posizionata a diverse decine di metri dal piano campagna e quindi non interessa l'opera realizzata; i terreni interessati dall'opera sono generalmente parzialmente saturi e quindi presentano una coesione apparente.

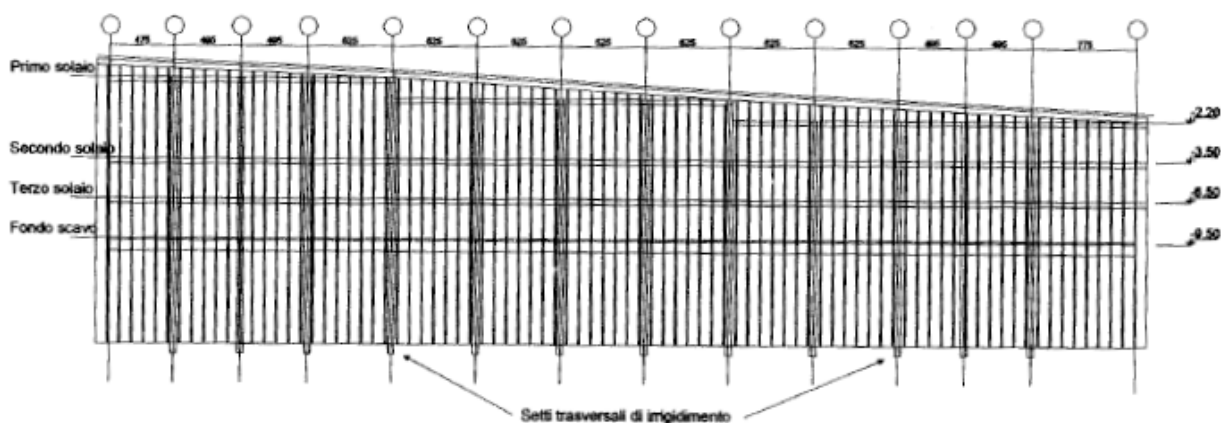


Figura 170. Prospetto di una delle paratie di sostegno

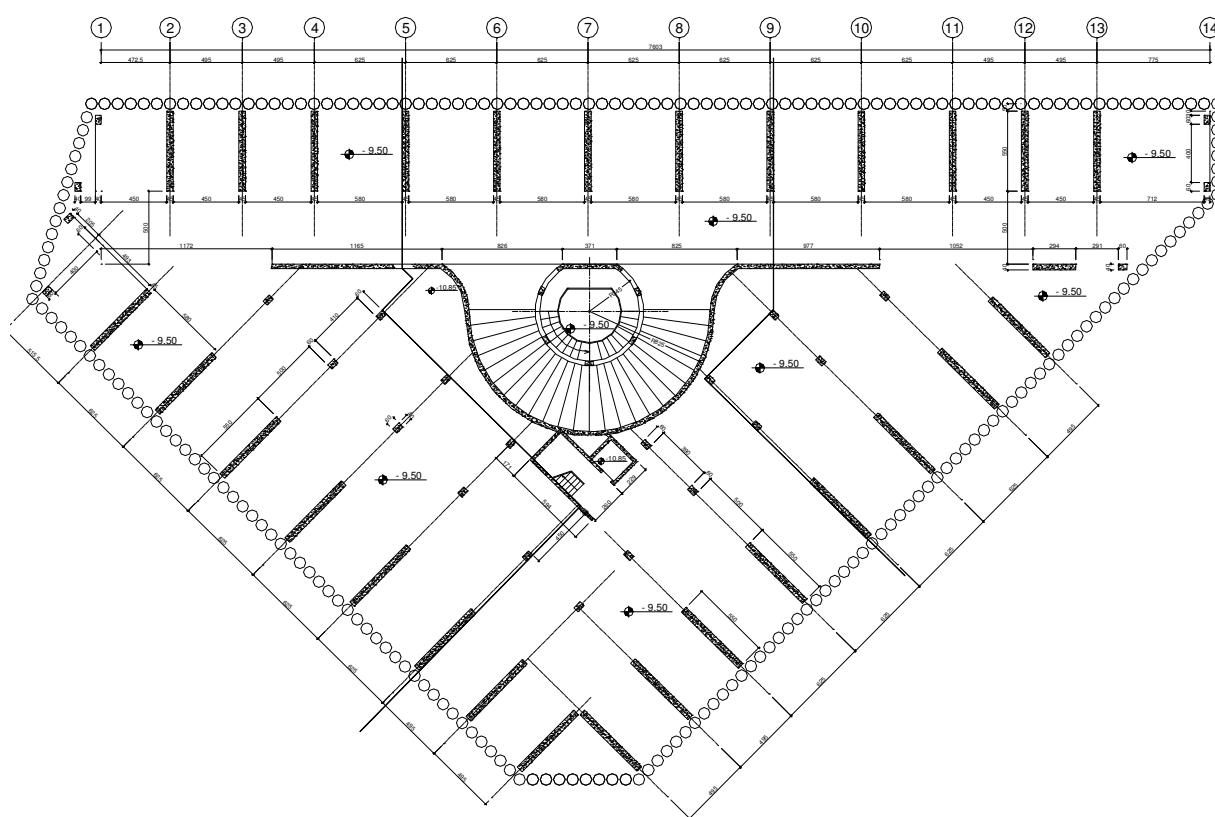


Figura 171. Pianta delle opere di sostegno



Figura 172. Setti e solai atti ad irrigidire la paratia

Per monitorare gli spostamenti indotti dalla realizzazione di tale opera sono state eseguite misure inclinometriche in corrispondenza di tubi posti all'interno delle paratie a sostegno degli scavi e livellazioni di precisione sugli edifici in prossimità dell'area di cantiere.

I lavori sono cominciati alla fine di luglio 2007; il monitoraggio è stato avviato il 25 luglio 2007, e copre quindi la totalità delle attività svolte.

La misura dei cedimenti del piano campagna indotti dagli scavi è stata eseguita mediante tecniche topografiche tradizionali, consistenti in livellazioni di precisione di una specifica rete di capisaldi posizionati sulle strutture degli edifici circostanti il cantiere. Su tali capisaldi viene agganciato un prisma ottico con attacco a baionetta.

Le misure sono state eseguite utilizzando una stazione totale integrata. La strumentazione consente di eseguire misurazioni angolari, orizzontali e verticali, e misurazioni di distanze comunque inclinate.

In particolare è stata adoperata una stazione Leica® TPS1200, caratterizzata da una portata di circa 3000 m con prisma singolo ed una deviazione standard, sulla distanza, di $\pm[2+2\text{ppm D}]$ mm, dove D è la distanza misurata espressa in mm; per gli angoli la precisione ha un valore di 1" (0.3 mgon) (deviazione standard).

La misura elettronica delle distanze consiste nell'inviare un segnale istantaneo elettromagnetico da un estremo A ad un prisma allineatore posto nel punto da monitorare B ad una distanza D; il segnale viene riflesso e torna nel punto A dopo un tempo T, posto alla base della elaborazione per il calcolo della posizione relativa tra A e B.

A causa dei numerosi problemi tecnici che si hanno nella misurazione della distanza tramite il tempo di ritorno, viene alternativamente determinata la differenza di fase tra il segnale emesso e il segnale di ritorno, da cui si ricava il tempo e dunque la distanza.

Il procedimento topografico descritto è affetto da difficoltà operative che, se pur, molto banali da un punto di vista concettuale, spesso comportano errori non trascurabili, in particolare quando l'entità degli spostamenti orizzontali delle opere monitorate risulta ridotta. Per limitare questi effetti la misura è stata eseguita mediante triangolazione chiusa, tecnica che prevede il rilievo della posizione dei capisaldi riferiti ad una serie di punti fissi, posizionati su strutture stabili ubicate a distanza significativa dall'area di cantiere, procedendo al rilievo degli stessi punti da stazioni dello strumento diverse, in maniera da ridurre al minimo gli inevitabili errori commessi da qualsiasi misura.

La misura degli spostamenti delle paratie lungo la verticale sono state invece eseguite utilizzando la sonda inclinometrica disponibile presso il laboratorio di Geotecnica del DIGA le cui caratteristiche sono già state descritte precedentemente.



Figura 173. Posizionamento del tubo inclinometrico all'interno della gabbia di armatura

Il programma sperimentale prevede:

- rilievo degli spostamenti planoaltimetrici dei manufatti al perimetro dell'area di cantiere attraverso una rete di 13 picchetti posizionati come mostrato in figura 174: 2 capisaldi per ognuno degli edifici situati al lato nord dello scavo, 3 per l'edificio al lato sud-est, 4 per l'edificio al lato sud-ovest, riferiti a 4 capisaldi, posizionati su edifici e manufatti sufficientemente stabili e distanti dall'area di cantiere;
- rilievo degli spostamenti orizzontali delle paratia a protezione dello scavo su 4 verticali inclinometriche di lunghezza pari approssimativamente a quella dei pali nei quali sono stati posizionati preventivamente al getto di calcestruzzo (figura 173). Tali tubi sono stati posizionati approssimativamente alla metà di ciascun lato del futuro scavo, per il lato più lungo sono stati previsti 2 inclinometri (l'ubicazione degli inclinometri è mostrata in figura 175).

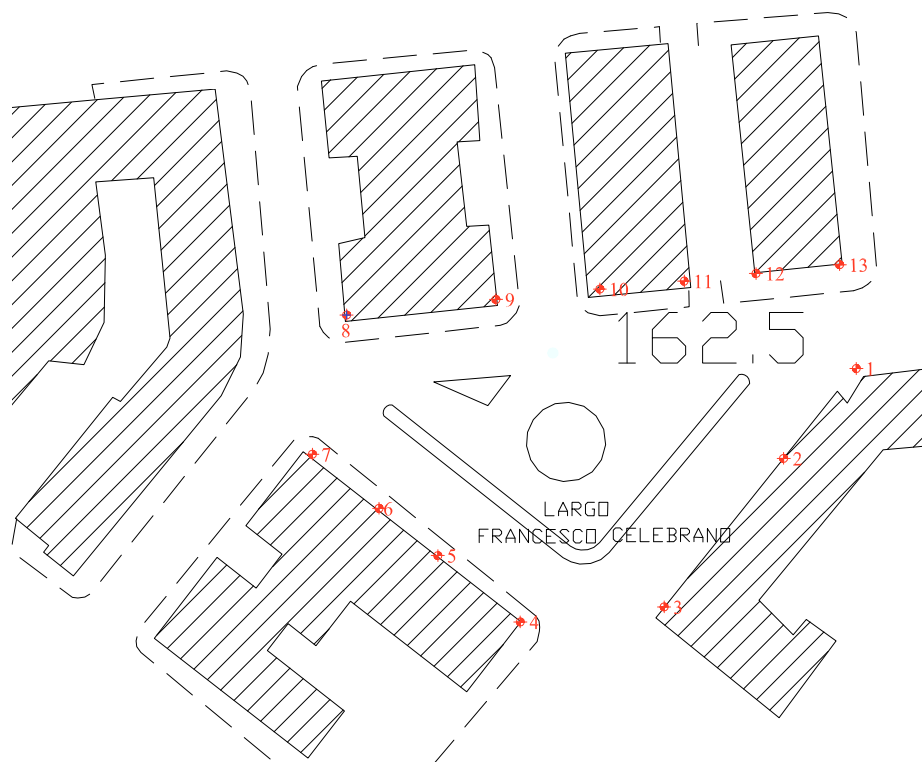


Figura 174. Planimetria dei luoghi ed ubicazione dei capisaldi sugli edifici.

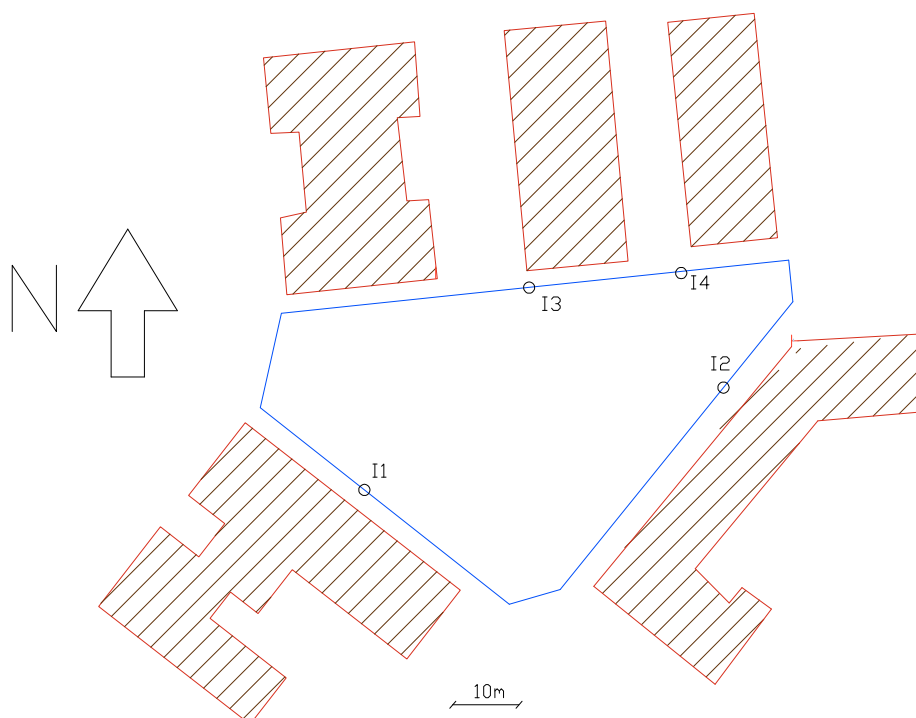


Figura 175. Ubicazione degli inclinometri.

La campagna sperimentale ha avuto inizio il 25/07/07 ed è terminata il 21/01/09. Sono stati eseguiti 8 rilievi topografici e sono state effettuate 8 misure inclinometriche, oltre la lettura di zero.

Nella Tabella 23 sono riportati i valori delle letture dei cedimenti e degli spostamenti orizzontali dei capisaldi e del relativo azimuth. Per quanto riguarda quest'ultimo, si sottolinea che esso indica l'angolo orientato formato dalla direzione dello spostamento e dal nord geografico.

Al fine dell'interpretazione delle misure effettuate, si noti che gli azimuth delle normali alle paratie orientate verso l'interno dello scavo sono:

37° per la paratia in cui è installato l'inclinometro 1;

309° per la paratia in cui è installato l'inclinometro 2;

174° per la paratia nella quale sono installati gli inclinometri 3 e 4.

Si osserva che le letture topografiche riportate in Tabella 23 mostrano un'elevata dispersione sia nei valori sia nell'orientamento, assai poco realistica; pertanto è da ritenere che tali misure nel caso in esame, siano di scarsa qualità. Ciò è dovuto probabilmente a diversi motivi, quali il disturbo e danneggiamento dei capisaldi stessi, posti necessariamente in corrispondenza del piano stradale in posizione non proteggibile in maniera efficace.

Il valore degli spostamenti orizzontali e verticali misurati, ancorché variabile nel tempo e nello spazio in modo non giustificabile, è comunque sempre basso e non preoccupante in alcun modo per le strutture in elevazione.

Tabella 23. Risultati delle misure di spostamento effettuate con la stazione totale

Capisaldi	06/09/2007			08/10/2007			05/11/2007		
	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)
1	0,7	0,3	0,0	1,8	0,0	282,5	60,2	3,8	90,3
2	0,5	0,3	90,0	1,1	0,0	311,2	8,0	-0,2	129,9
3	0,0	-2,1	np	np	np	np	3,7	-11,6	358,7
4	0,1	0,0	0,0	0,7	-0,2	26,6	5,9	-9,7	323,9
5	0,1	0,3	0,0	0,7	0,0	45,0	17,2	6,6	318,0
6	np	np	np	1,9	-0,3	154,8	14,8	6,5	313,6
7	0,2	0,3	90,0	3,3	0,0	147,3	19,0	9,3	111,9
8	0,0	-0,1		1,4	-0,3	114,8	19,1	1,6	89,1
9	0,0	0,3		1,1	0,0	174,8	0,8	3,7	139,4
10	0,4	0,3	33,7	3,2	0,0	180,0	3,2	0,7	153,0
11	0,2	0,3	333,4	2,6	0,0	182,2	2,8	-2,8	180,0
12	np	np	np	np	np	np	np	np	np
13	0,1	0,3	145,0	2,1	1,0	251,0	2,1	1,1	261,6

Capisaldi	19/11/2007			15/01/2008			11/04/2008		
	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)
1	1,9	3,8	291,3	1,1	0,1	181,1	0,4	1,8	146,3
2	20,5	6,2	0,7	0,1	0,1	239,0	10,8	1,4	131,6
3	np	np	np	1,4	-0,6	8,2	np	np	np
4	np	np	np	1,3	-3,7	21,8	1,4	-6,4	0,0
5	1,1	9,0	123,7	0,2	-0,4	87,4	np	np	np
6	3,8	8,2	168,1	3,5	-0,5	175,4	0,9	2,0	209,0
7	5,2	7,8	142,9	5,0	-1,4	139,3	2,3	0,3	113,2
8	np	np	np	3,0	38,9	125,9	1,6	6,8	187,6
9	np	np	np	4,8	40,0	31,0	1,8	2,8	121,4
10	5,8	-1,2	158,7	3,6	38,2	94,8	3,9	2,7	151,4
11	3,2	3,5	166,5	1,9	34,5	130,4	np	np	np
12	np	np	np	np	np	np	np	np	np
13	2,7	0,4	272,7	1,9	40,3	186,0	1,9	5,1	202,1

Capisaldi	26/05/2008			10/07/2008		
	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)	spos oriz (mm)	spos vert (mm)	azimut (°)
1	3,3	0,8	301,3	1,2	-0,2	104,0
2	7,2	-0,1	135,0	11,5	1,9	128,0
3	np	np	np	3,0	-3,9	277,6
4	9,1	-12,8	323,9	2,3	-12,7	39,8
5	11,4	1,7	297,2	1,2	6,7	355,2
6	10,4	0,7	276,6	1,5	8,7	238,4
7	10,6	0,3	264,0	1,2	5,3	155,6
8	9,9	-6,2	9,8	5,6	-1,2	138,6
9	6,2	-5,6	14,0	6,1	-1,6	145,0
10	1,6	-5,2	3,6	7,7	-1,2	164,2
11	0,8	-6,6	180,0	8,1	-3,6	165,6
12	np	np	np	np	np	np
13	1,9	-1,9	198,3	5,0	3,1	164,1

Per quanto riguarda invece il comportamento delle paratie, nei grafici seguenti (figure 176 e 177) sono riportati gli spostamenti orizzontali misurati dagli inclinometri lungo le verticali strumentate, in funzione della profondità.

In tabella 24 è riportata la simbologia utilizzata nei grafici delle letture inclinometriche e la profondità massima di scavo approssimativamente raggiunta in corrispondenza delle date delle misure.

In figura 178 sono indicati i vettori dei massimi spostamenti misurati in corrispondenza dei quattro inclinometri in seguito alla fine dei lavori di scavo.

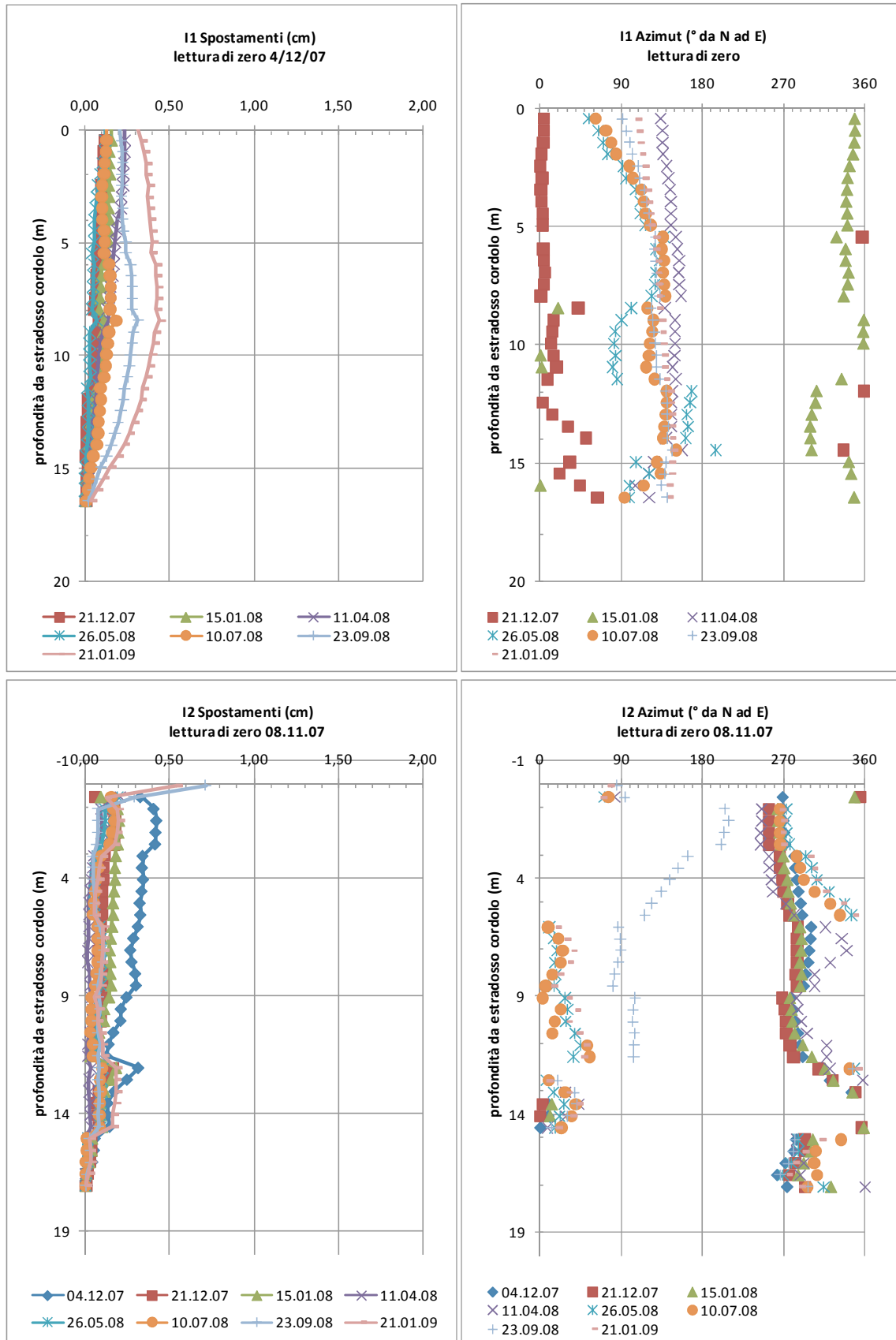


Figura 176. Letture inclinometriche agli inclinometri I1 e I2.

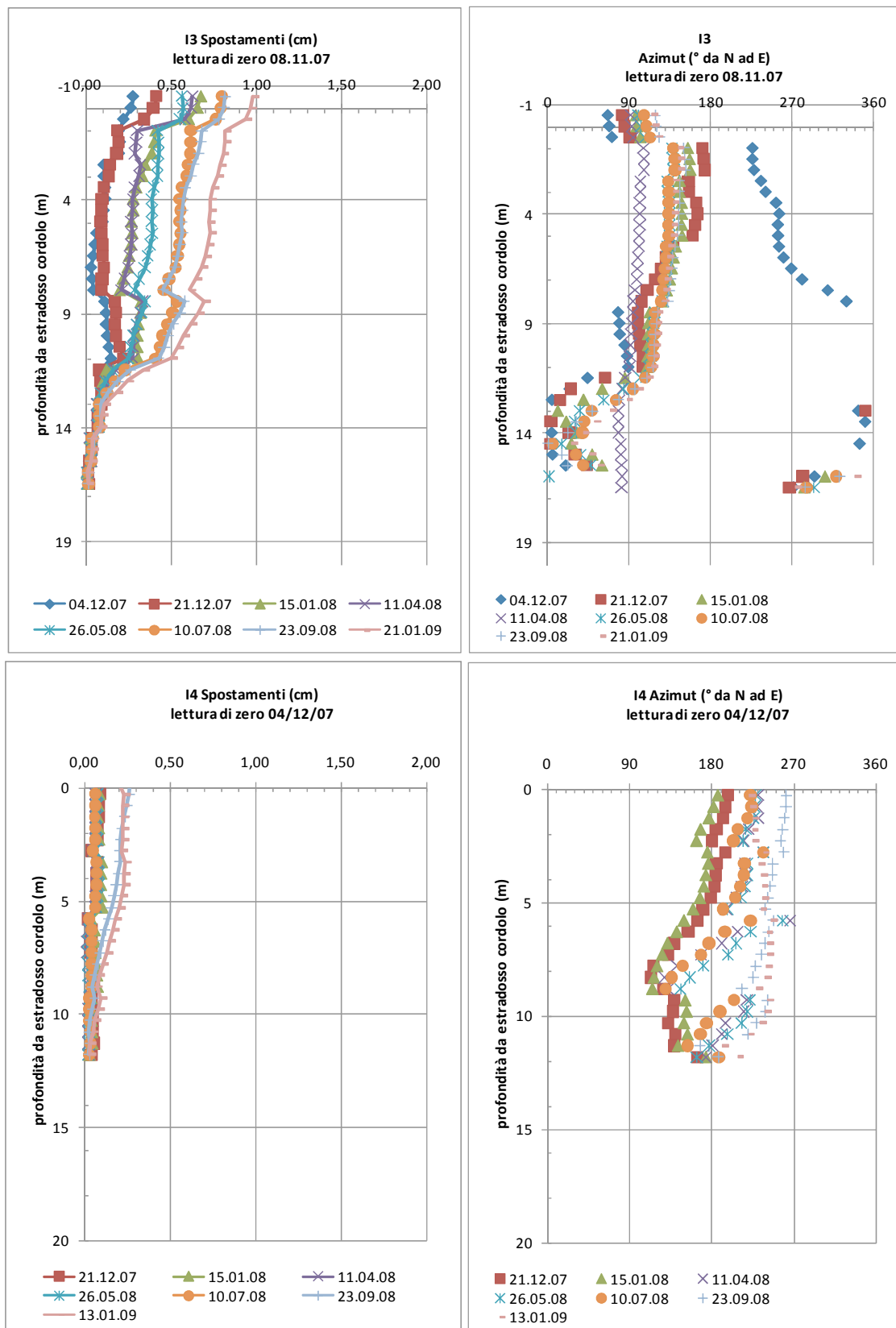










Figura 177. Letture inclinometriche agli inclinometri I3 e I4.

Tabella 24. Profondità massima di scavo alle date delle letture inclinometriche

simbolo	data	Profondità scavo (m)
	04/12/07	1,5
	21/12/07	2
	15/01/08	2,5
	11/04/08	5
	26/05/08	8
	10/07/08	10,5
	23/09/08	13,5
	21/01/09	14

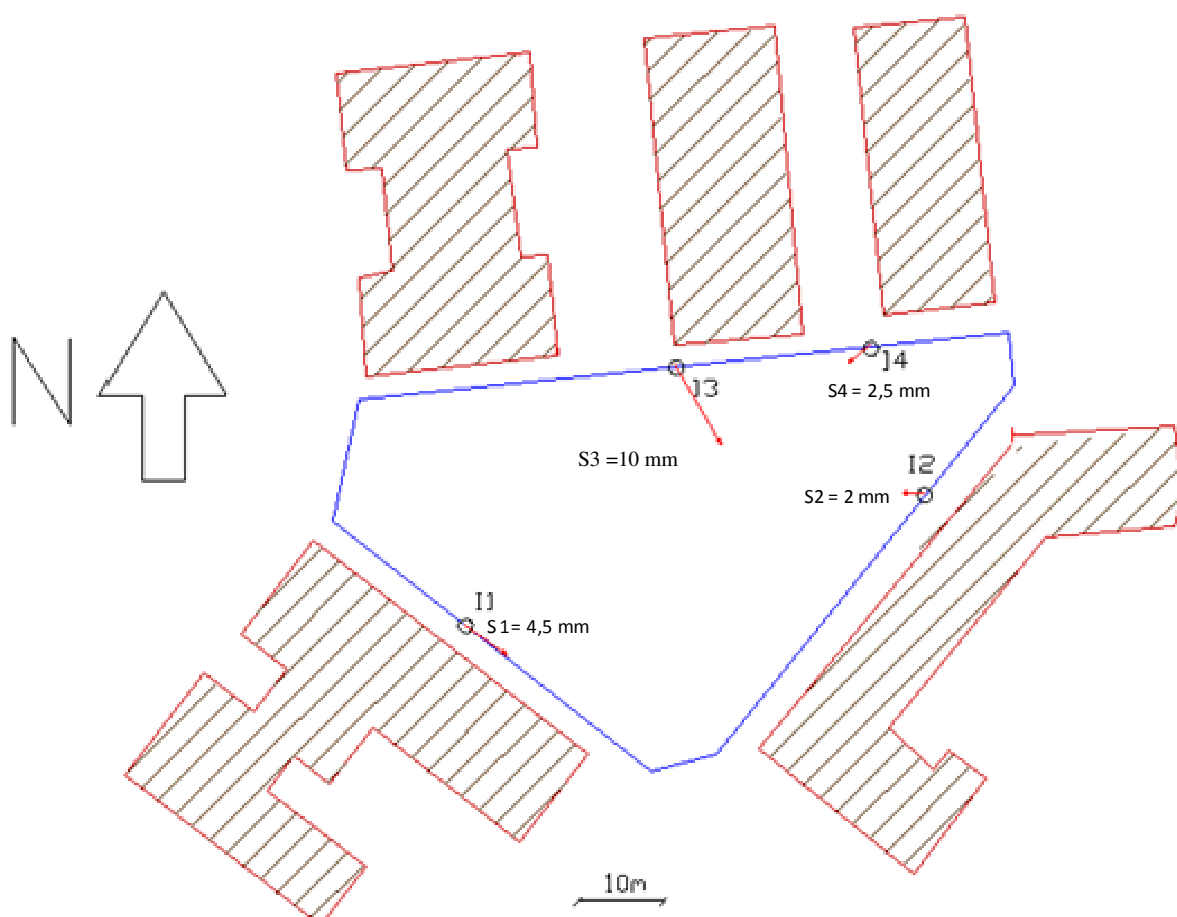


Figura 178. Spostamenti massimi degli inclinometri misurati a scavo terminato

In linea generale, si osserva che gli spostamenti orizzontali misurati in corrispondenza dei tubi inclinometrici sono sempre di piccolissima entità, e non possono rappresentare in alcun

modo un pericolo per gli edifici circostanti, interessati da movimenti inferiori a quelli misurati in corrispondenza della paratia.

Gli spostamenti misurati sono rivolti essenzialmente verso l'interno dello scavo (come è lecito aspettarsi) per gli inclinometri I2, I3 ed I4, mentre per l'inclinometro I1 l'orientamento è variabile e quasi mai diretto verso valle. Tale comportamento anomalo può essere sintomo di errori della misura, confermati anche dal fatto che, per tale inclinometro, lo spostamento della parte più profonda del tubo è non nullo.

Lo spostamento massimo misurato è di circa 1,0 cm in testa all'inclinometro I3, che quello maggiormente distante dagli angoli dello scavo e che quindi risente in maniera inferiore dell'effetto irrigidente di questi.

In figura 179 sono riportati i massimi spostamenti orizzontali misurati in funzione dell'altezza di ritenuta e sono confrontati con quelli raccolti da Clough e O'Rourke (1990).

Si può osservare che gli spostamenti misurati nell'opera in questione sono generalmente inferiori a quelli che sarebbero stati ipotizzati utilizzando tale grafico ed in particolare il massimo spostamento orizzontale è sempre inferiore al 0.1% della massima altezza di ritenuta.

Da queste osservazioni discendono due importanti considerazioni:

- I diagrammi empirici classici utilizzati per prevedere l'ordine di grandezza degli spostamenti di terreno connessi alla realizzazione di uno scavo, sono molto cautelativi per la tecnica di scavo attuale
- Essendosi ridotti gli spostamenti causati dagli scavi assumono importanza sempre maggiore aspetti posti in secondo piano dalla maniera progettuale tradizionale, come aspetti riguardanti la tecnologia.

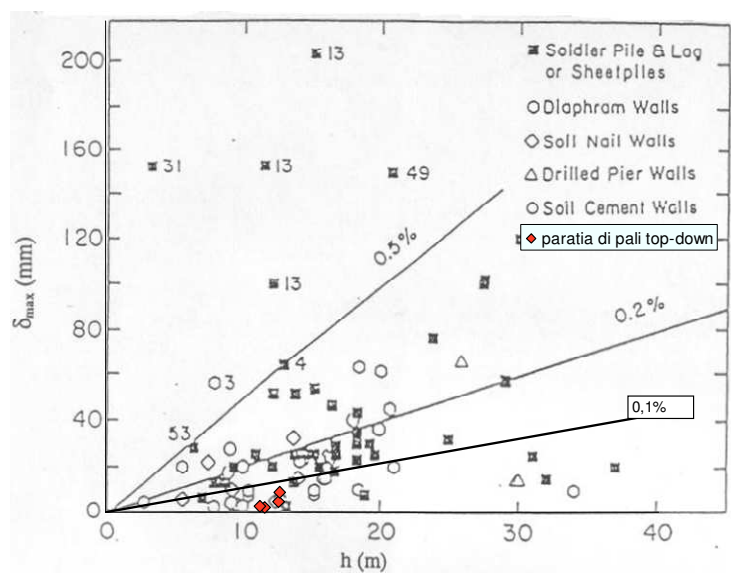


Figura 179. Massimo spostamento orizzontale in funzione dell'altezza di ritenuta

A proposito della seconda considerazione, durante i lavori di largo Celebrano, è avvenuto il collasso dello scavo che si stava realizzando per uno dei setti trasversali (vedi fig. 180). Tali setti sono prefabbricati e posizionati in sito previa esecuzione di uno scavo dalle dimensioni in pianta di 0,45 x 5,50 m e di altezza massima pari a 28 m. Lo scavo è stato eseguito per mezzo di una benna mordente (vedi fig. 181) senza l'utilizzo di fanghi, facendo affidamento sulla coesione apparente e sull'effetto arco.

Un simile collasso, che in questo caso è avvenuto all'interno della paratia di pali, può essere pericoloso sia per l'incolumità degli operai che per la stabilità delle strutture adiacenti ed è quindi da evitare.



Figura 180. Collasso di un pannello



Figura 181. Posizione della macchina operatrice rispetto al pannello scavato

5.2 Spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale, casi raccolti nella città di Napoli

Sta diventando ormai prassi il monitorare gli spostamenti causati da scavi in ambiente urbano, ciò anche per la necessità del progettista di salvaguardarsi contro eventuali azioni legali.

Molte di queste *case histories* vengono pubblicate andando quindi ad arricchire le conoscenze sulla risposta delle paratie.

Può essere quindi importante raccogliere dati relativi a situazioni stratigrafiche e costruttive simili in semplici abachi empirici che possono essere di aiuto ai futuri progettisti.

Sono state raccolte misure di spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale (trascurando gli spostamenti dovuti alla realizzazione dell'opera di sostegno) riportate da vari autori, ed altre misure non pubblicate; riferite ad opere costruite a Napoli.

Si tratta di 7 casi, 4 relativi a parcheggi interrati e 3 relativi a stazioni metropolitane.

In tabella 25 sono riassunte le principali caratteristiche delle opere in questione.

Tabella 25. Case histories riguardanti scavi profondi a Napoli

Scavo	Tipologia di opera	terreni	Profondità falda	Tipologia di paratia	Tipologia di irrigidimento della paratia	Bibliografia di riferimento
Piazza Garibaldi	stazione metropolitana	alternanza di sabbia e piroclastiti, su substrato tufaceo	-3 m	pannelli	solai, ancoraggi	Viggiani et al.(2006) de Sanctie et al (2006)
Università	stazione metropolitana	alternanza di sabbia e piroclastiti, su substrato tufaceo	-3 m	pannelli	solai, ancoraggi	Presente tesi
Toledo	stazione metropolitana	alternanza di sabbia e piroclastiti, su substrato tufaceo	-20 m	pannelli	solai, ancoraggi	Presente tesi
Via Kagoshima	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	assente	pali	ancoraggi	Gifuni et al. (2007)
Montedidio	parcheggio sotterraneo	piroclastiti su substrato tufaceo	assente	pali	Solai, ancoraggi, setti trasversali	Russo et al. (1997)
Fuorigrotta	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	assente	pannelli	ancoraggi	Fenelli et al. (1997)
Largo Celebrano	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	assente	pali	Solai, setti trasversali	Presente tesi

Per maggiori approfondimenti sulle caratteristiche delle varie opere si rimanda alla bibliografia indicata. Il caso di Largo celebrano è stato largamente discusso in precedenza. Lo scrivente non è a conoscenza di eventuali pubblicazioni riguardanti i casi di “Toledo” e “Università”, si preferisce quindi darne una descrizione qui di seguito.

Per quanto riguarda la stazione Toledo, il pozzo di stazione ha pianta trapezoidale con i lati corti di 17 e 19m circa, e i lati lunghi di 60 e 66 m circa. Lo scavo arriva ad una profondità di circa 50 m.

In figura 182 si può osservare una sezione stratigrafica: si ha uno strato più superficiale di terreni di riporti al di sotto del quale si hanno tre strati di terreni piroclastici, ed infine il

substrato tufaceo. La falda si trova ad una profondità di circa 20 m, con un battente sul fondo scavo di quasi 30 m. In tale figura si osserva inoltre una sezione dell'opera.

In figura 183 si riporta una pianta dell'opera e degli edifici adiacenti con indicata la posizione degli inclinometri e dei capisaldi per le letture topografiche.

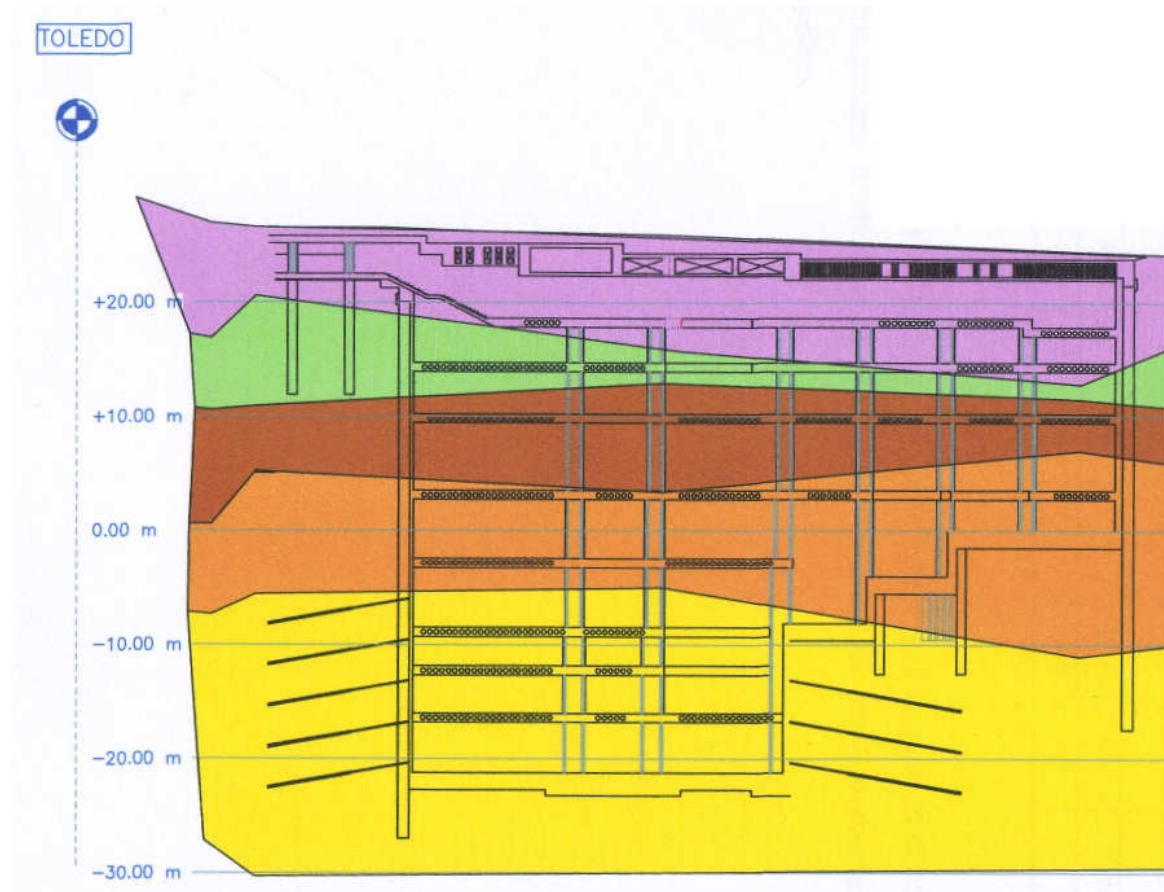


Figura 182. Schema strutturale e sezione geologica della stazione Toledo

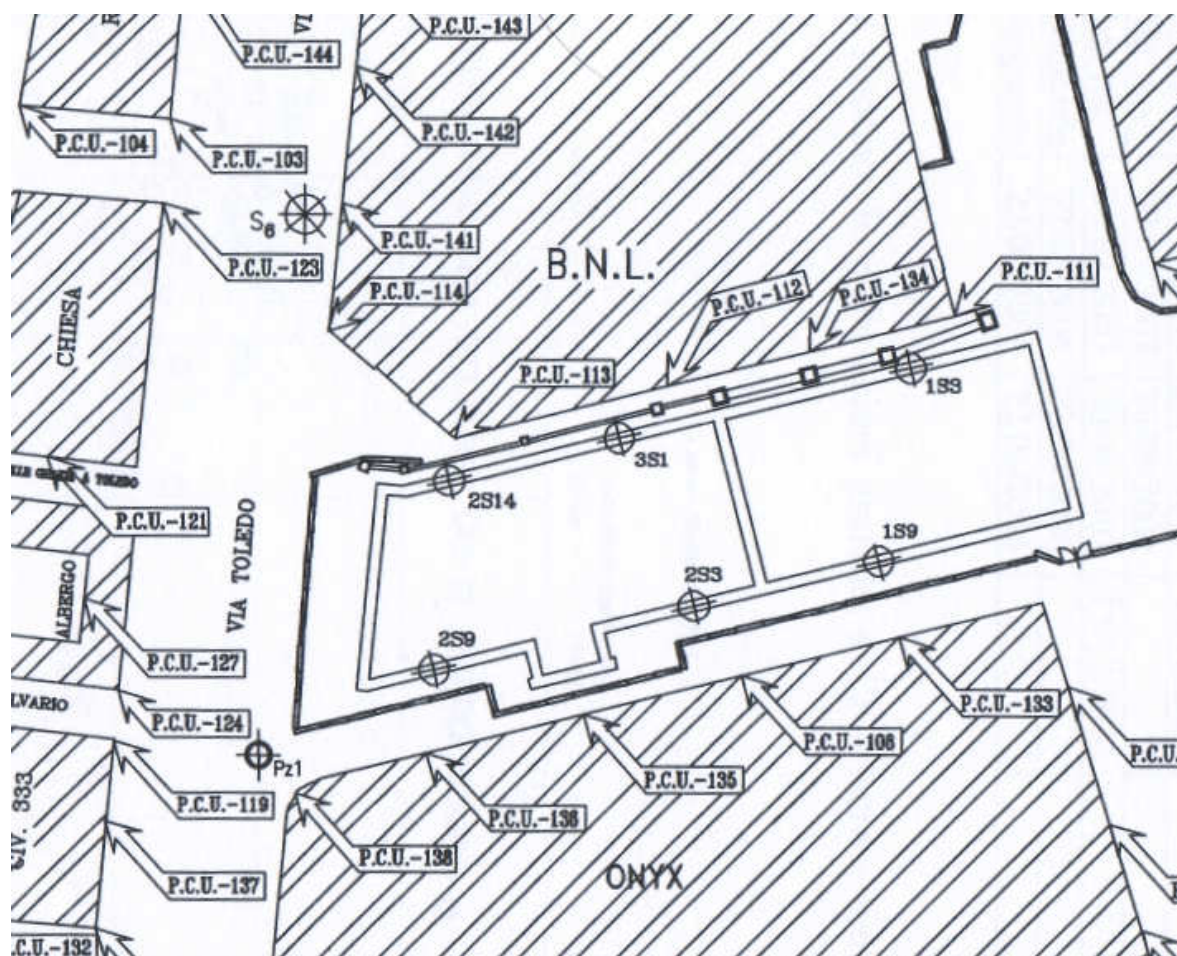


Figura 183. Planimetria delle posizioni delle misure

Nelle figure 184, 185 e 186 sono ripostati i profili inclinometrici relativi alle ultime fasi di scavo, si osservano spostamenti massimi variabili approssimativamente tra i 10 e i 25 mm. Si noti che gli spostamenti alla base del tubo inclinometrico sono diversi da 0. Questo potrebbe far sospettare una sottostima degli spostamenti, che sarebbero determinati a meno di una costante, eccetto che quelli misurati in corrispondenza del tubo 1S3, per il quale si osservano in profondità spostamenti pressoché nulli.

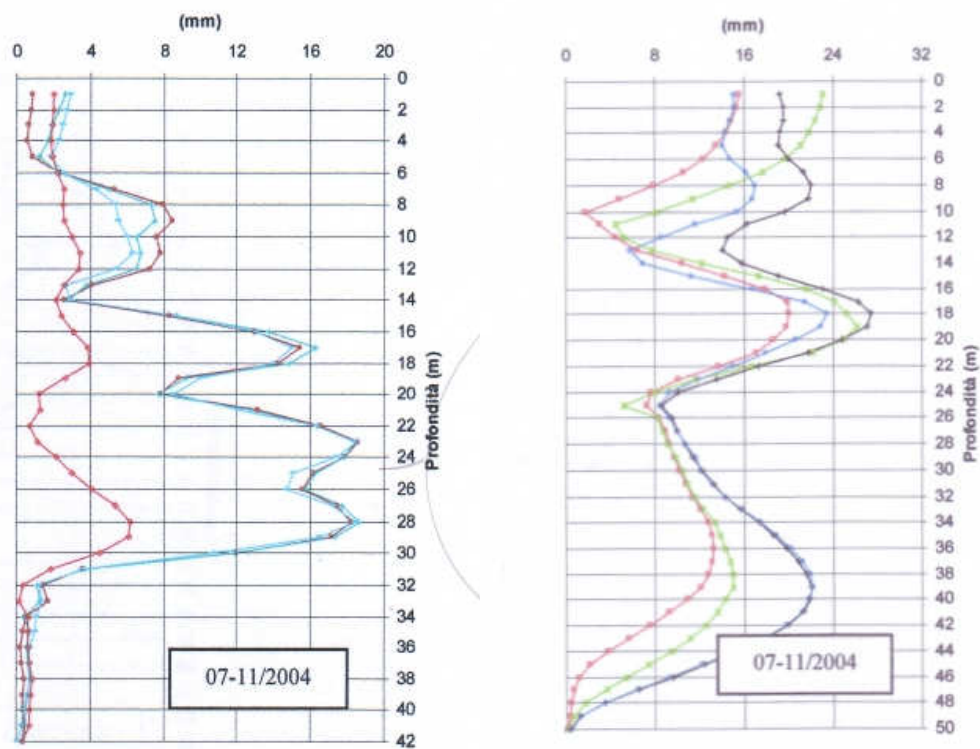


Figura 184. Spostamenti orizzontali misurati agli inclinometri 1S3 e 3S1

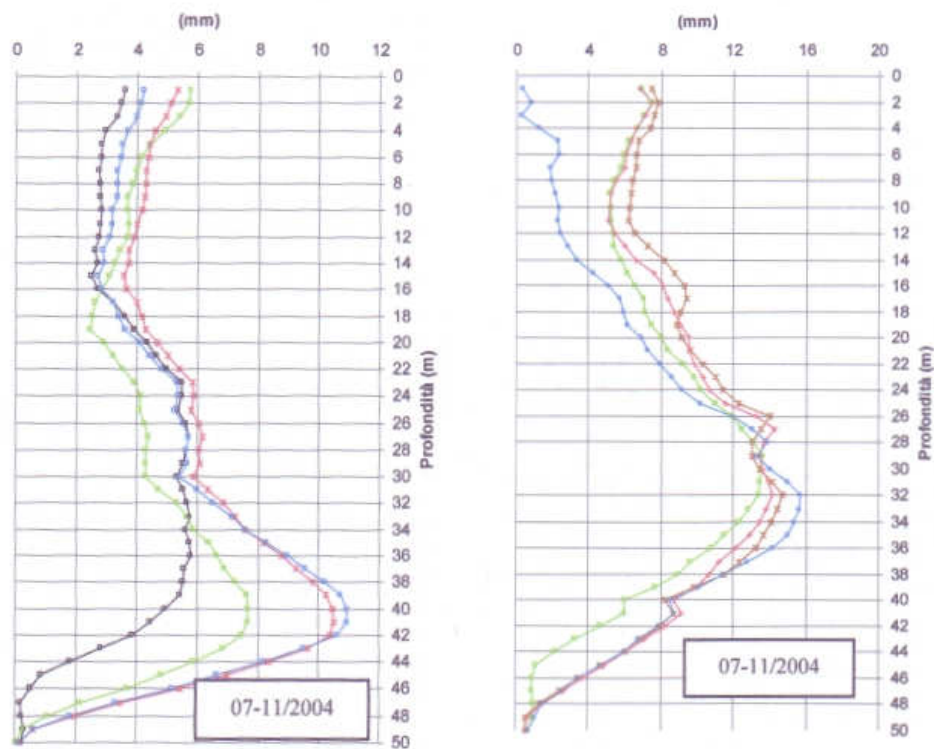


Figura 185 Spostamenti orizzontali misurati agli inclinometri 2S3 e 1S3

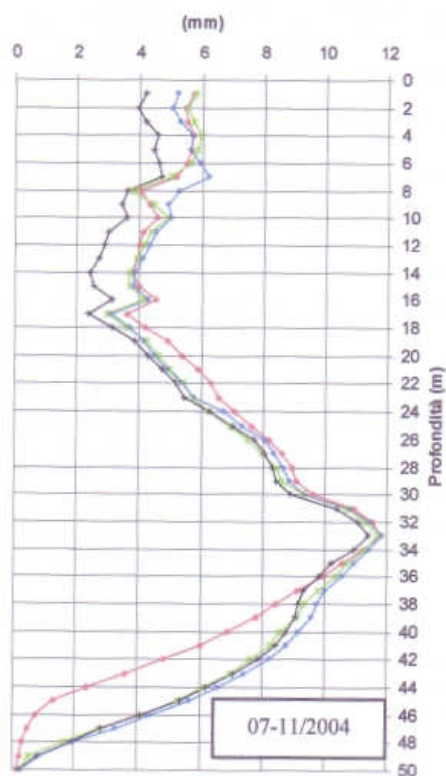


Figura 186. Spostamenti orizzontali misurati all'inclinometro 2S9

Per quanto riguarda la stazione Toledo, il pozzo di stazione ha pianta rettangolare, di dimensioni 16 m x 42 m, lo scavo arriva ad una profondità di circa 35 m.

In figura 187 si può osservare una sezione stratigrafica, all'aumentare della profondità si ha: uno strato di terreni di riporti, depositi di spiaggia, terreni piroclastici, tufo. La falda si trova ad una profondità di circa 3 m, con un battente sul fondo scavo superiore a 30 m. Nella stessa figura si osserva una sezione dell'opera

In figura 188 si riporta un'altra sezione dell'opera.

In figura 189 si riporta una pianta dell'opera e degli edifici adiacenti con indicata la posizione degli inclinometri e dei capisaldi per le letture topografiche.

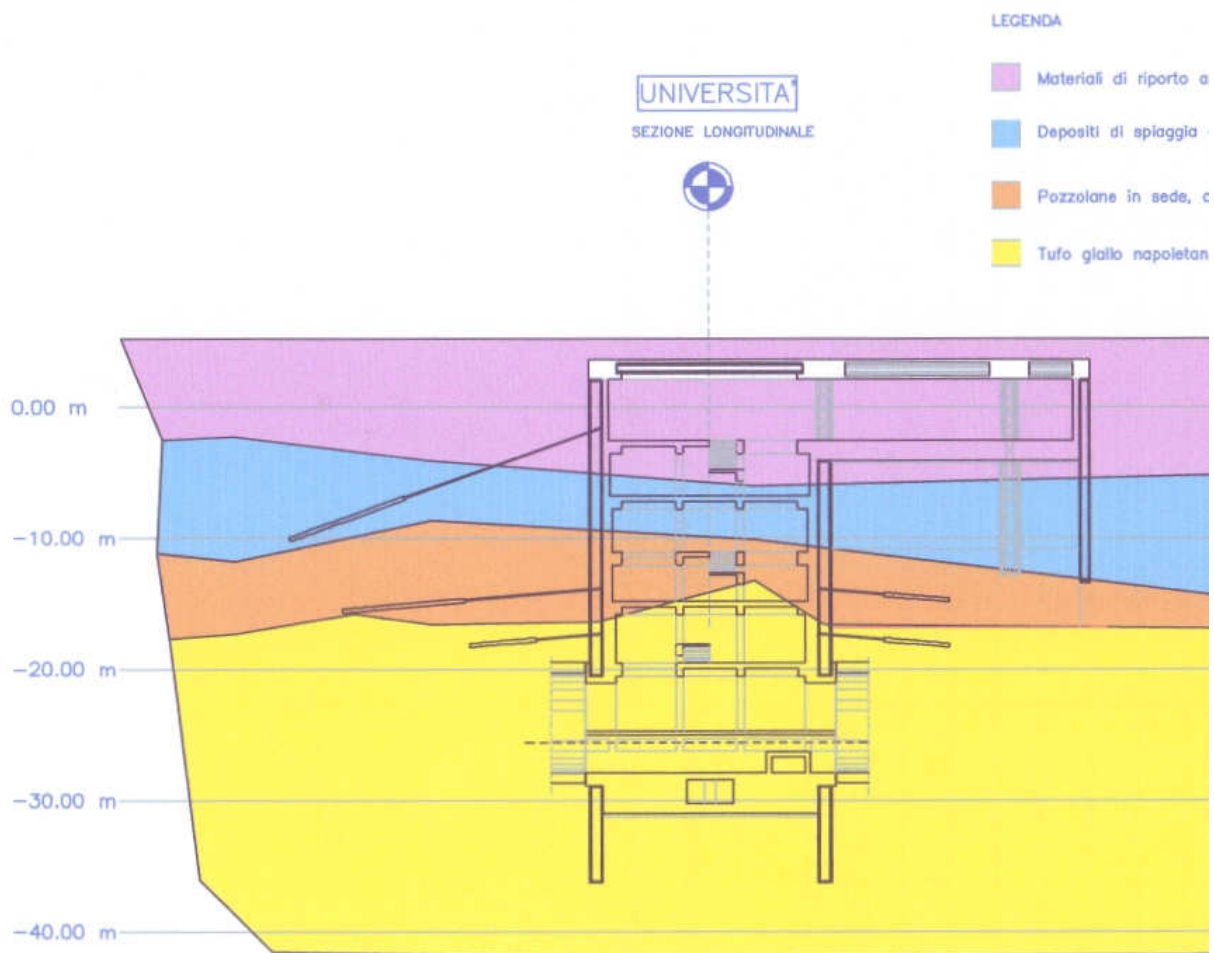


Figura 187. Sezione geologica nei pressi della stazione Università

Esemplificazione dello schema strutturale e stratigrafico
(Stazione Università, sezione trasversale alla linea)

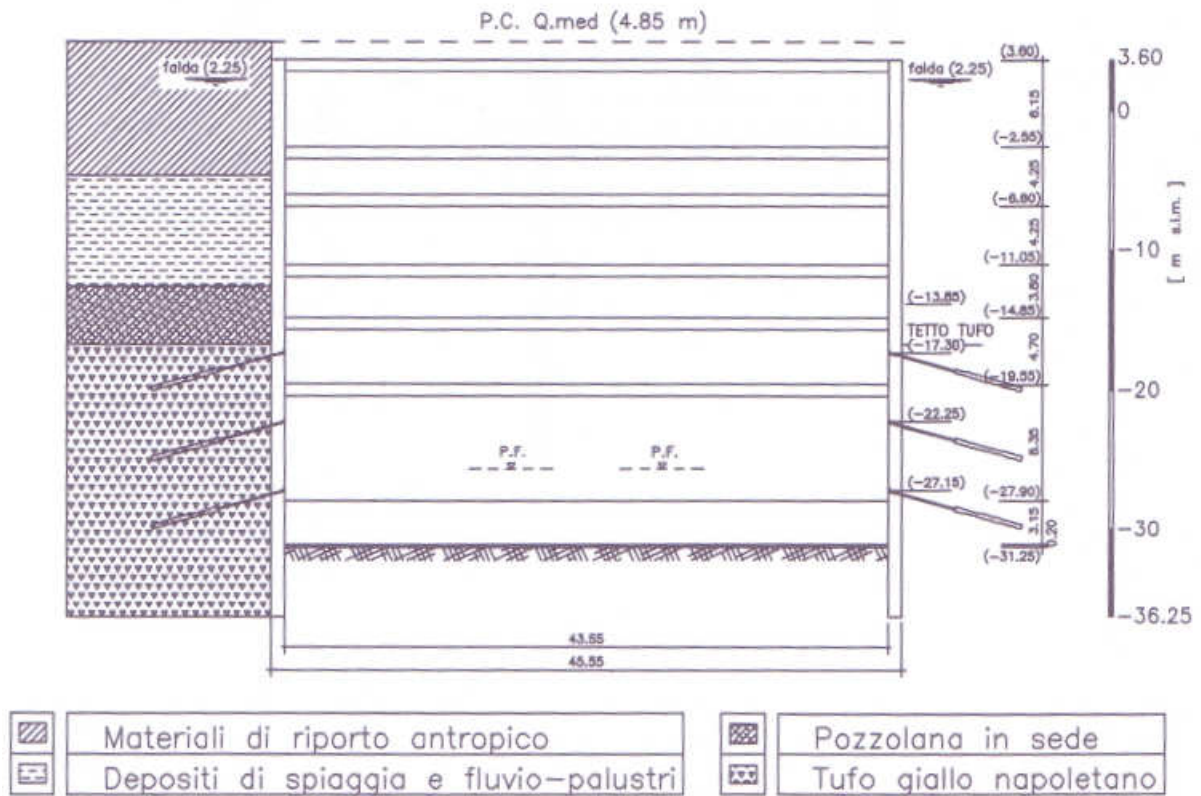


Figura 188. Schema strutturale della stazione Università

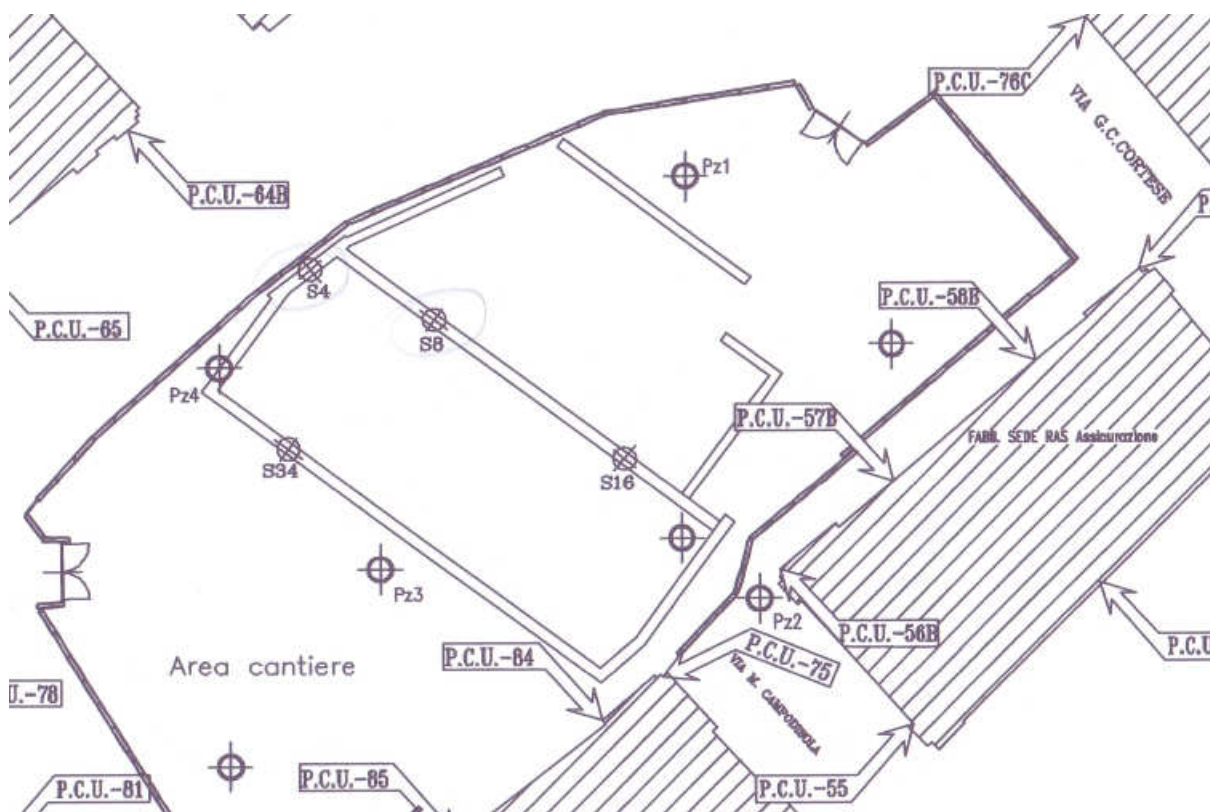


Figura 189. Planimetria delle posizioni delle misure

In figura 190 sono riportati i profili inclinometrici relativi alle ultime fasi di scavo, si osservano spostamenti massimi di circa 20 mm. Si noti che, per quanto riguarda l'S8, gli spostamenti alla base del tubo inclinometrico sono diversi da 0, il che potrebbe far sospettare una sottostima degli spostamenti, che sarebbero determinati a meno di una costante.

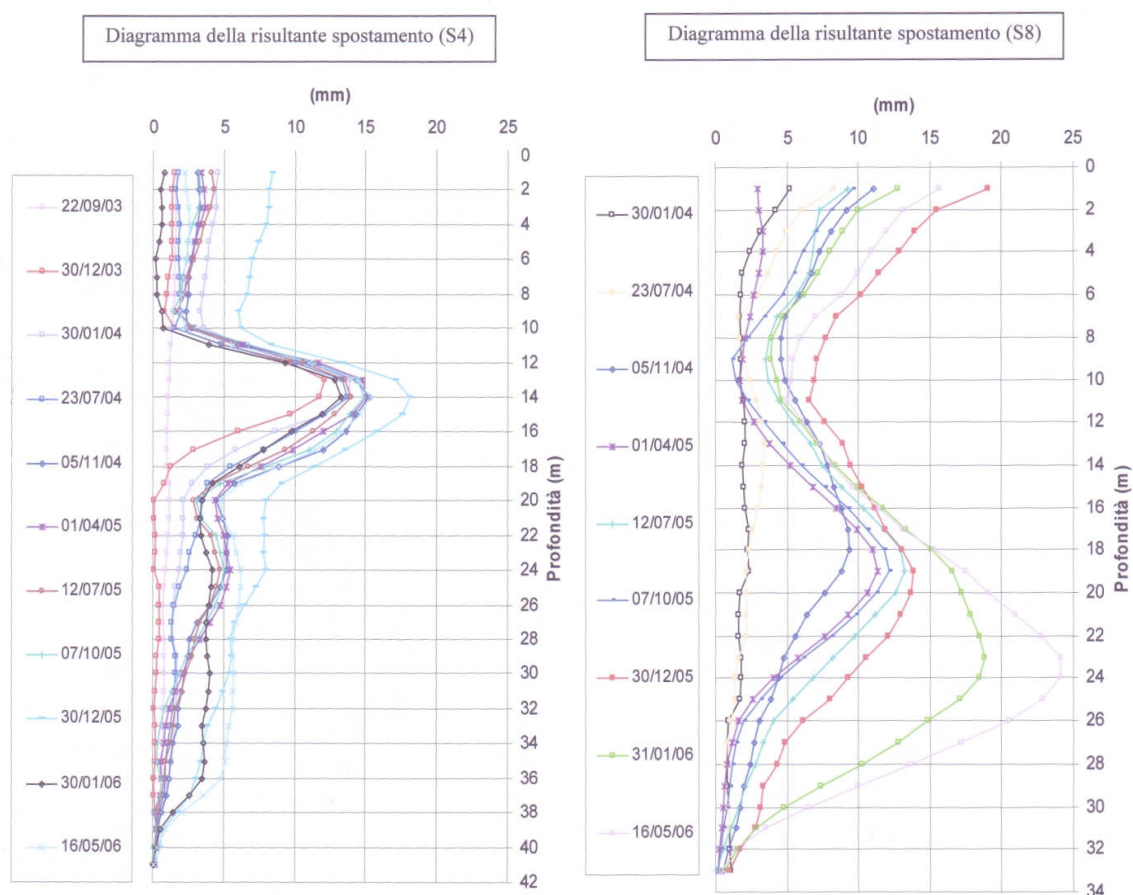


Figura 190. Spostamenti orizzontali misurati agli inclinometri S4 e S8

Negli abachi in figura 191 e 192 sono riportati i massimi valori degli spostamenti delle paratie dei casi raccolti. Si osserva che generalmente il massimo spostamento è inferiore allo 0,1% dell'altezza di ritenuta. I punti che maggiormente si scostano dalla retta in figura, generalmente sono relativi ad inclinometri nei pressi dell'angolo dello scavo e che quindi sono influenzati da un benefico effetto 3D irrigidente, oppure sono relativi a misure non proprio ottimali (in rosso in figura 191). Per tali figure, generalmente, gli spostamenti alla base della paratia hanno gradiente non nullo e quindi quelli totali possono essere determinati a meno di una costante.

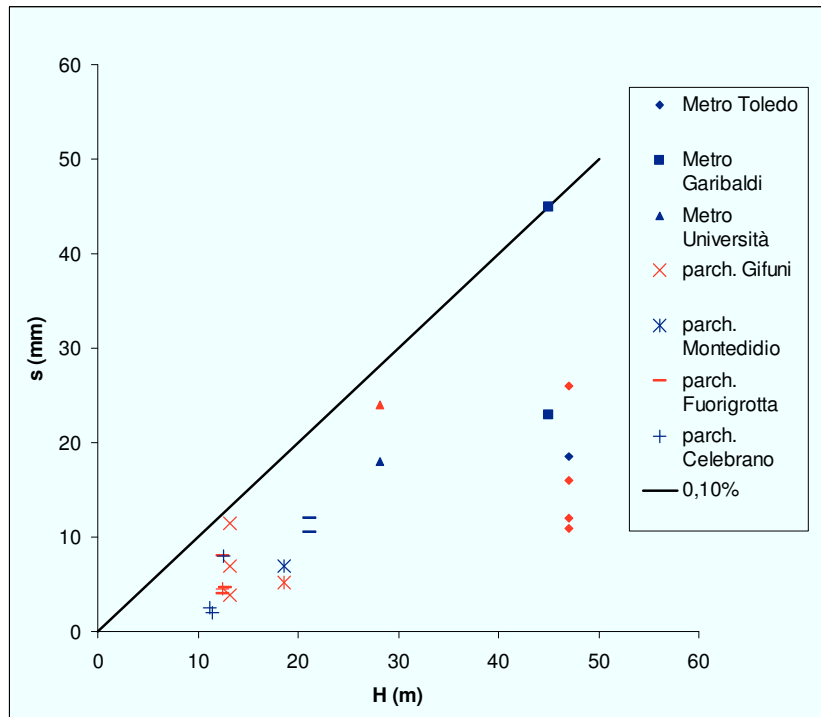


Figura 191. Massimi spostamenti orizzontali indotti dallo scavo principale

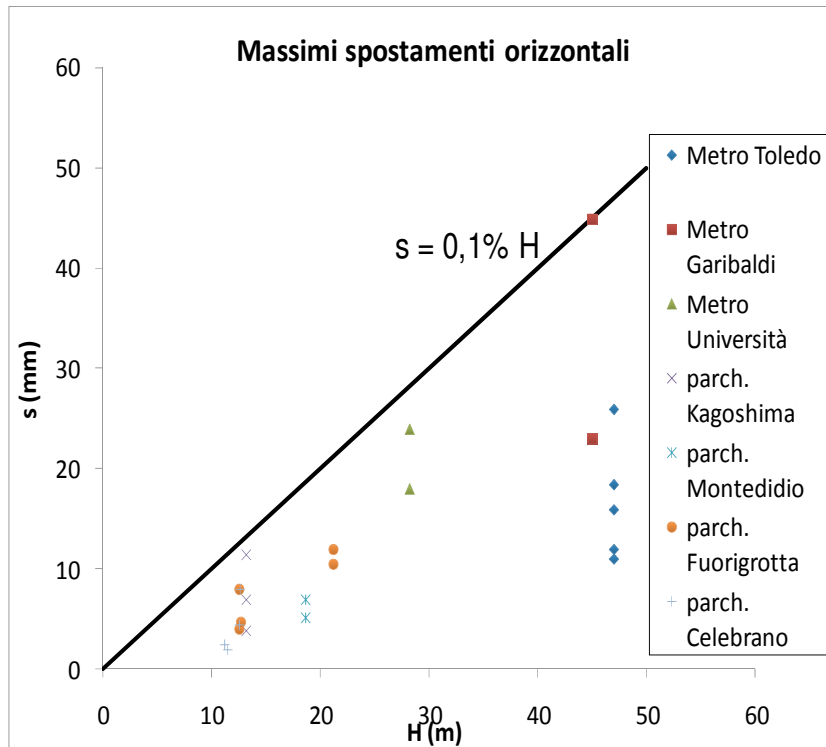


Figura 192. Massimi spostamenti orizzontali indotti dallo scavo principale

Interessante è anche vedere il massimo spostamento al piano campagna, che può andare direttamente ad influenzare le fondazioni dirette di strutture adiacenti. Si osserva che tale spostamento è generalmente inferiore allo 0,06% dell'altezza di ritenuta.

Per paratie molto vincolate, come sono quelle qui riportate, si osserva che il massimo spostamento si trova generalmente poco al di sopra del fondo scavo, fa eccezione il caso del parcheggio sito in Fuorigrotta.

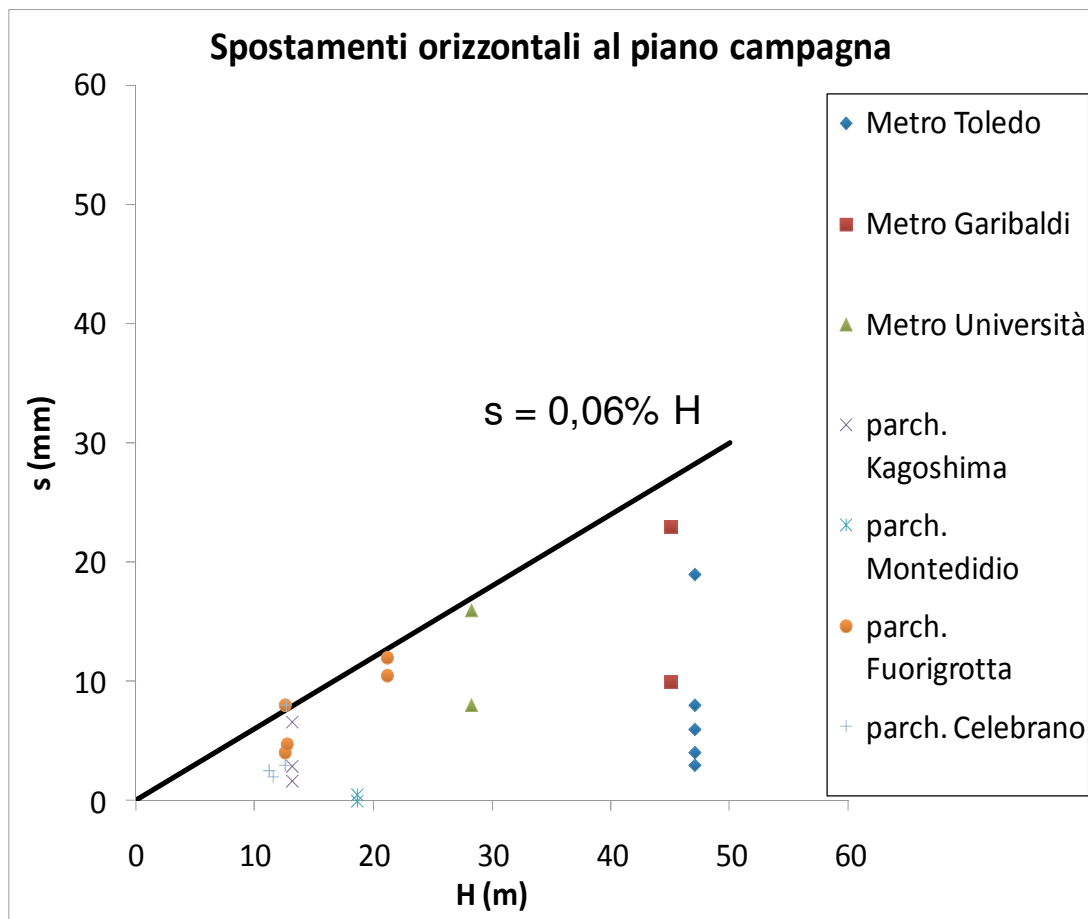


Figura 193. Spostamenti orizzontali al piano campagna indotti dallo scavo principale

Per quanto riguarda i cedimenti sono disponibili una serie di misure relative ai casi studiati precedentemente. Tali misure però sono state prese generalmente in corrispondenza di edifici, che spesso non sono posizionati in posizione frontale rispetto al lato lungo dello scavo. I cedimenti misurati sono quindi molto dipendenti sia dalla rigidità degli edifici che dalla posizione delle misure. Tali misure quindi bisognerebbero di una attenzione interpretativa che al momento non è stata utilizzata.

In Figura 195 si riportano i cedimenti massimi normalizzati rispetto la massima profondità di scavo in funzione della distanza della misura dallo scavo. Come accennato, tali misure non

sono prese in asse al lato lungo dello scavo (dove ci si aspetta i cedimenti maggiori), i cedimenti misurati sono quindi presumibilmente inferiori ai massimi. Per i casi in falda l'interpretazione si complica ulteriormente in quanto parte dei cedimenti sono dovuti all'abbassamento della falda.

In Figura 196 si riporta l'involuppo dei profili di cedimenti normalizzati rispetto al cedimento massimo in funzione della distanza dallo scavo normalizzata.

I grafici riportati in precedenza possono essere utili per avere una prima stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti di opere simili da progettare in terreni simili. Per avere una prima stima dei cedimenti indotti frontalmente a tali scavi, si può ipotizzare che la curva di subsidenza sia simile alla deformata della paratia.

Quindi ci si può aspettare (in maniera cautelativa) un cedimento massimo, pari al massimo spostamento orizzontale stimato (Figura 194), fino ad una distanza pari approssimativamente alla profondità massima dello scavo (Figura 196). Tale cedimento andrà diminuendo fino a diventare pressoché nullo ad una distanza pari a due o tre volte la profondità di scavo.

Ai cedimenti così stimati dovranno però aggiungersi quelli eventualmente causati dall'abbassamento della falda che possono essere in prima approssimazione stimati con il metodo edometrico.

I diagrammi riportati precedentemente, se confrontati ad esempio con quello mostrato da Clough e O'Rourke, mostrano spostamenti massimi minori, ciò può essere dovuto alla tipologia di opere di sostegno, paratie molto vincolate e generalmente costruite top-down.

Si può osservare con il tempo, e quindi con il miglioramento delle tecniche costruttive, una progressiva riduzione del rapporto tra massimo cedimento causato dallo scavo ed altezza di ritenuta, si ha una diminuzione da quello proposto da Peck nel 1969 che poneva tale rapporto pari a 0,01, quello medio proposto da Clough e O'Rourke pari a 0,002 e quello massimo qui riportato pari a 0,001.

In quest'ottica assumono sempre maggior importanza gli spostamenti indotti dalla realizzazione dell'opera. Ancor di più nei pressi degli angoli degli scavi dove gli spostamenti dovuti allo scavo principale sono quasi nulli e possono essere inferiori a quelli dovuti alla realizzazione della paratia. Si ritiene che tali spostamenti siano poco influenzati dall'angolo, in quanto, generalmente, la percentuale di spostamento finale dovuta ad un solo pannello, è preponderante rispetto agli spostamenti dovuti agli altri pannelli (per lo meno a brevi distanze dalla paratia).

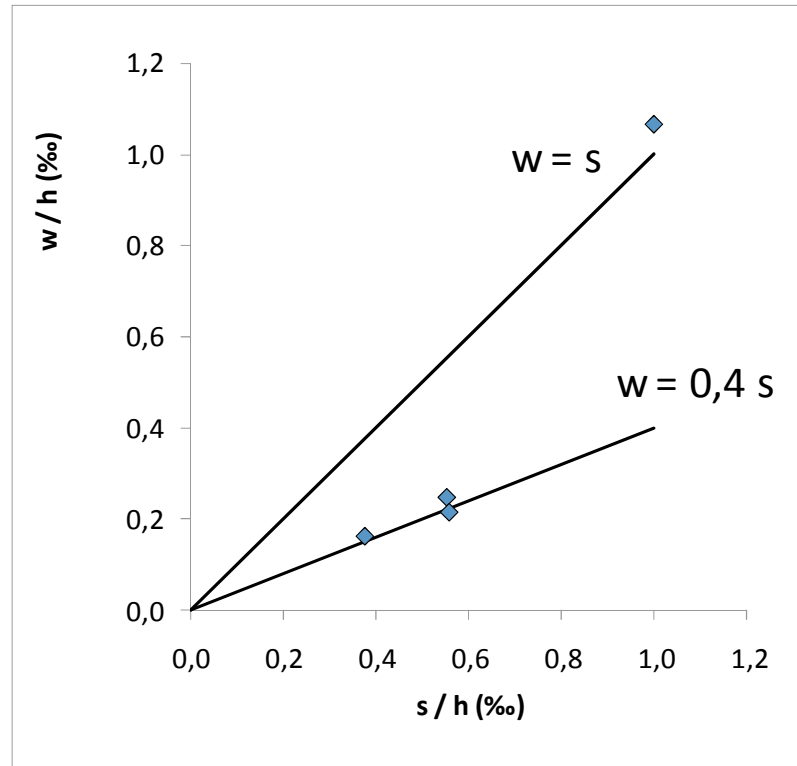


Figura 194. Massimo cedimento adimensionalizzato al variare del massimo spostamento orizzontale adimensionalizzato

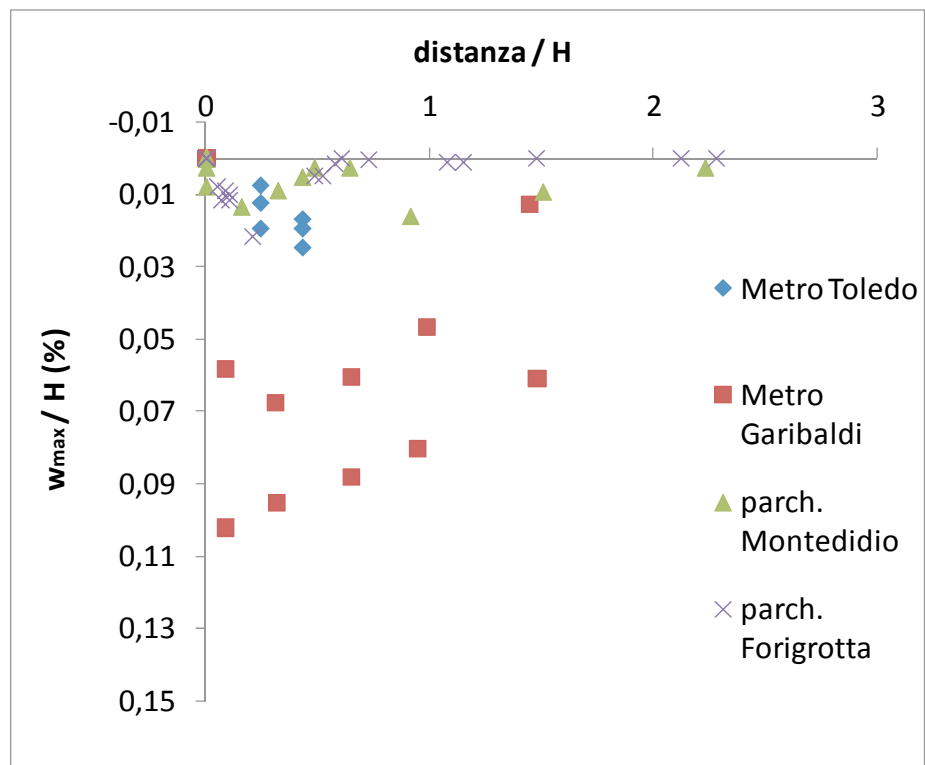


Figura 195. Profili di subsidenza adimensionalizzati rispetto alla massima profondità di scavo

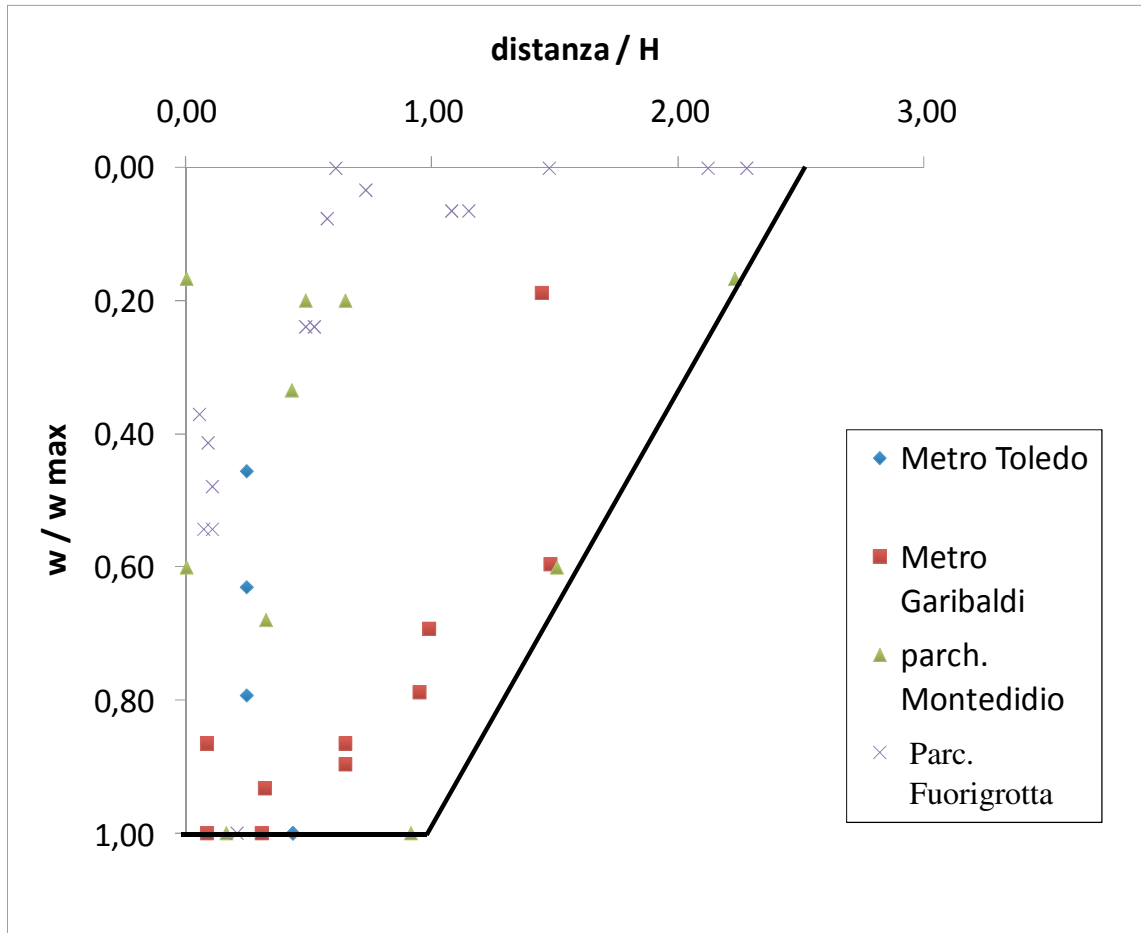


Figura 196. Involuppo dei profili di subsidenza adimensionalizzati rispetto al cedimento massimo

5.3 Analisi parametrica di una paratia ancorata

Come accennato precedentemente Potts e Fourie (1984) mostrano, tramite una serie di analisi numeriche l'importanza del K_0 del terreno sul comportamento finale di paratie di sostegno puntonate.

Gli autori mostrano che all'aumentare del K_0 aumentano anche il massimo momento flettente e il massimo spostamento della paratia.

Tali analisi sono state eseguite senza modellare la realizzazione della paratia (facendola apparire improvvisamente nel terreno) ed adottando per il terreno un modello costitutivo elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb (MC).

Si è quindi pensato di vedere, ancora con analisi alle differenze finite bidimensionali, l'importanza del modellare l'installazione della paratia e dell'utilizzare un modello costitutivo del terreno un po' più realistico, orientandosi sull'*Hardening Soil* (HS).

Si è scelto di utilizzare, per l'analisi parametrica, il codice agli elementi finiti commerciale Plaxis 2D.

Sono state eseguite 23 analisi, 11 utilizzando il Mohr-Coulomb e 12 utilizzando l'*Hardening Soil*.

Nove analisi MC sono state ottenute assegnando al K_0 i valori di 0,4 (ossia $1 - \sin \phi$), 1 e 2; considerando prima la paratia "*wished in place*" (WIP) e poi modellandone l'installazione nelle due fasi di scavo e di getto, ipotizzando che la spinta del calcestruzzo sulle pareti orizzontali sia rappresentabile da una distribuzione bilineare (come assunto da diversi autori) avente altezza critica pari a 5 m o 10 m. Sono state eseguite ulteriori 2 analisi considerando K_0 pari a 0,7 e 1,5.

Similmente è stato fatto con HS: 9 analisi più 2 per vedere l'effetto dell'OCR ed 1 considerando l'altezza critica pari a 15 m.

Si riporta in tabella 26 un riassunto della analisi eseguite.

Tabella 26. Analisi eseguite

analisi	Modello	hc (m)	ocr	K0
MC; WIP; $K0 = 1 - \sin\phi'$	MC	WIP	1	0,4
MC; WIP; $K0 = 1$	MC	WIP	1	1
MC; WIP; $K0 = 2$	MC	WIP	1	2
MC; hc =5; $K0 = 1 - \sin\phi'$	MC	5	1	0,4
MC; hc =5; $K0 = 0,7$	MC	5	1	0,7
MC; hc =10; $K0 = 1$	MC	5	1	1
MC; hc =5; $K0 = 1,5$	MC	5	1	1,5
MC; hc =5; $K0 = 2$	MC	5	1	2
MC; hc =10; $K0 = 1 - \sin\phi'$	MC	10	1	0,4
MC; hc =10; $K0 = 1$	MC	10	1	1
MC; hc =10; $K0 = 2$	MC	10	1	2
HS; WIP; $K0 = 1 - \sin\phi'$	HS	WIP	1	0,4
HS; WIP; $K0 = 1$	HS	WIP	1	1
HS; WIP; $K0 = 2$	HS	WIP	1	2
HS; hc =5; $K0 = 1 - \sin\phi'$	HS	5	1	0,4
HS; hc =5; $K0 = 1$	HS	5	1	1
HS; hc =5; $K0 = 2$	HS	5	1	2
HS; hc =5; $K0 = 1$; OCR=5	HS	5	5	1
HS; hc =5; $K0 = 2$; OCR=12	HS	5	12	2
HS; hc =10; $K0 = 1 - \sin\phi'$	HS	10	1	0,4
HS; hc =10; $K0 = 1$	HS	10	1	1
HS; hc =10; $K0 = 2$	HS	10	1	2
HS; hc =15; $K0 = 1 - \sin\phi'$	HS	15	1	0,4

In figura 197 è rappresentata la *mesh* utilizzata nelle analisi, composta da quasi 4000 elementi triangolari a 16 nodi.

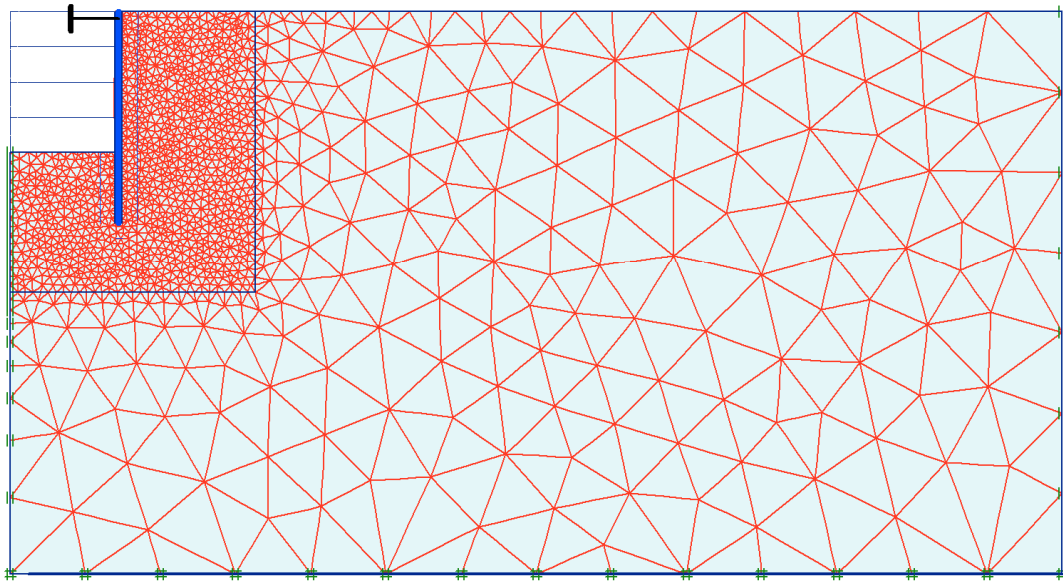


Figura 197. Reticolo utilizzato

L'opera simulata è uno scavo profondo 20 m sostenuto da una paratia di calcestruzzo armato lunga 30 m e spessa 1 m; tale paratia è vincolata tramite un puntone elastico alla profondità di 1 m.

L'installazione della paratia è stata simulata in varie fasi, eliminando prima il terreno in corrispondenza della paratia e sostituendolo con forze distribuite ortogonali alla superficie della paratia, in modo da simulare la spinta del fango all'interno del pannello; tale scavo è stato eseguito in 6 fasi.

Successivamente è stata simulato il getto del calcestruzzo, incrementando (in 6 fasi, procedendo dal basso all'alto) le forze agenti lungo la superficie della paratia. Alla fine delle fasi di getto la distribuzione delle forze lungo la superficie verticale è rappresentata da una bilineare, avente, nel tratto di profondità compresa tra 0 e l'altezza critica h_c , una pendenza pari al peso per unità di volume del calcestruzzo; nel tratto inferiore una pendenza pari a quello del fango.

Alternativamente la paratia è stata simulata utilizzando un elemento “plate” avente rigidezza flessionale equivalente a quella della paratia della quale è stata simulata l'installazione.

Tale elemento è stato attivato immediatamente dopo la generazione delle tensioni del terreno, questo genere di analisi viene definito “*wished in place*” (WIP).

In tutti i casi la generazione delle tensioni iniziali del terreno è stata eseguita utilizzando la “ K_0 procedure” e considerando il terreno normalconsolidato, tranne che in due casi, per i quali il K_0 deriva dal grado di sovraconsolidazione come da note formule di letteratura.

In seguito all'installazione della paratia è stato simulato lo scavo di 20 m in 4 fasi. In seguito alla prima fase di scavo è stata simulata l'esecuzione del puntone, attivando l'elemento "fixed end anchor" che lo rappresenta.

Non si è considerata la presenza di falda per avere risultati più facilmente interpretabili.

In Figura 198 sono riportati i diagrammi delle tensioni orizzontali alle spalle della paratia (a 0,5 m di distanza) in seguito all'installazione della stessa. Le tensioni relative ai casi WIP corrispondono a quelle a riposo, quelle relative ai casi in cui è stata modellata la realizzazione della paratia corrispondono approssimativamente alle spinte esercitate dal calcestruzzo. Si osserva che per il caso di $K_0 = 2$, in seguito alla realizzazione della paratia la spinta del terreno diminuisce sempre, per $K_0 = 0,4$ aumenta sempre. Nel caso in cui si ha $h_c = 5$ m e $K_0 = 1$ si osserva che, nella zona più alta, la spinta orizzontale del terreno aumenta, mentre in quella più bassa diminuisce.

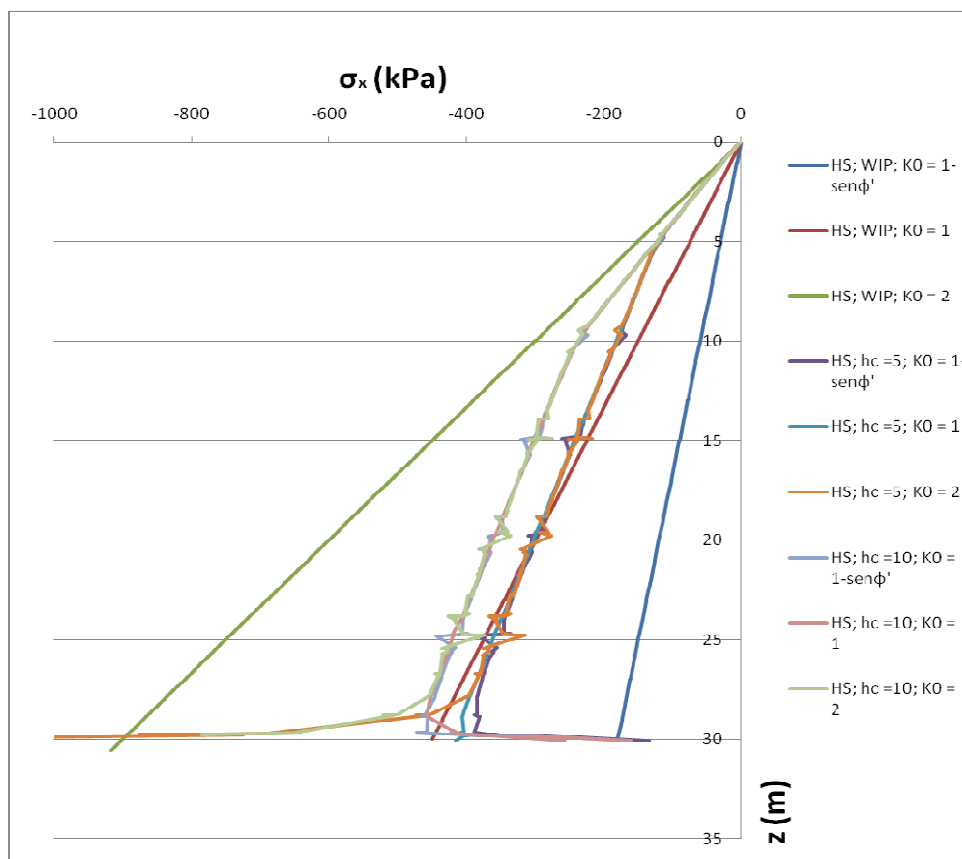


Figura 198. Tensioni orizzontali nel terreno in seguito alla realizzazione della paratia (tensioni di compressione negative)

Ci si sofferma inizialmente sui casi in cui il terreno è stato simulato col MC.

In Figura 199 è rappresentato lo spostamento orizzontale del terreno in una sezione posta a 0,5 m alle spalle della paratia; si tratta di uno spostamento totale, comprendente un'aliquota verificatasi durante la fase di installazione della paratia ed una dovuta allo scavo principale.

Considerando la paratia WIP si osservano sempre spostamenti diretti verso l'interno della paratia (negativi); il massimo spostamento cresce all'aumentare del K_0 , tali osservazioni sono simili a quelle fatte da Potts e Fourie (1984). Tale similitudine è vera anche per il diagramma dei momenti flettenti, o per altri diagrammi che si voglia prendere in considerazione se si considera la paratia WIP.

Considerando l'istallazione della paratia, si possono osservare due casi in cui lo spostamento finale del terreno è rivolto verso monte dello scavo principale, ciò si verifica nei due casi in cui il terreno ha un K_0 pari a 0,4. In tale caso, in seguito allo scavo della paratia ed al getto del calcestruzzo si hanno dei movimenti verso monte dovuti alla maggiore spinta del calcestruzzo rispetto a quella del terreno. Il successivo movimento verso valle dovuto allo scavo principale non è di entità tale da essere predominante rispetto a quello dovuto all'istallazione della paratia.

In generale, gli spostamenti verso valle che si ottengono simulando l'istallazione della paratia, sono tanto minori rispetto al caso WIP quanto è maggiore la spinta del calcestruzzo rispetto a quella del terreno indisturbato. Nel caso di $K_0 = 2$, essendo la spinta del terreno maggiore di quella del calcestruzzo, si hanno spostamenti maggiori simulando l'istallazione. Fra tutti i casi, gli spostamenti maggiori verso l'interno dello scavo, si hanno quando la spinta del terreno è massima ($K_0 = 2$) e quella del calcestruzzo minima $h_c = 5$ m.

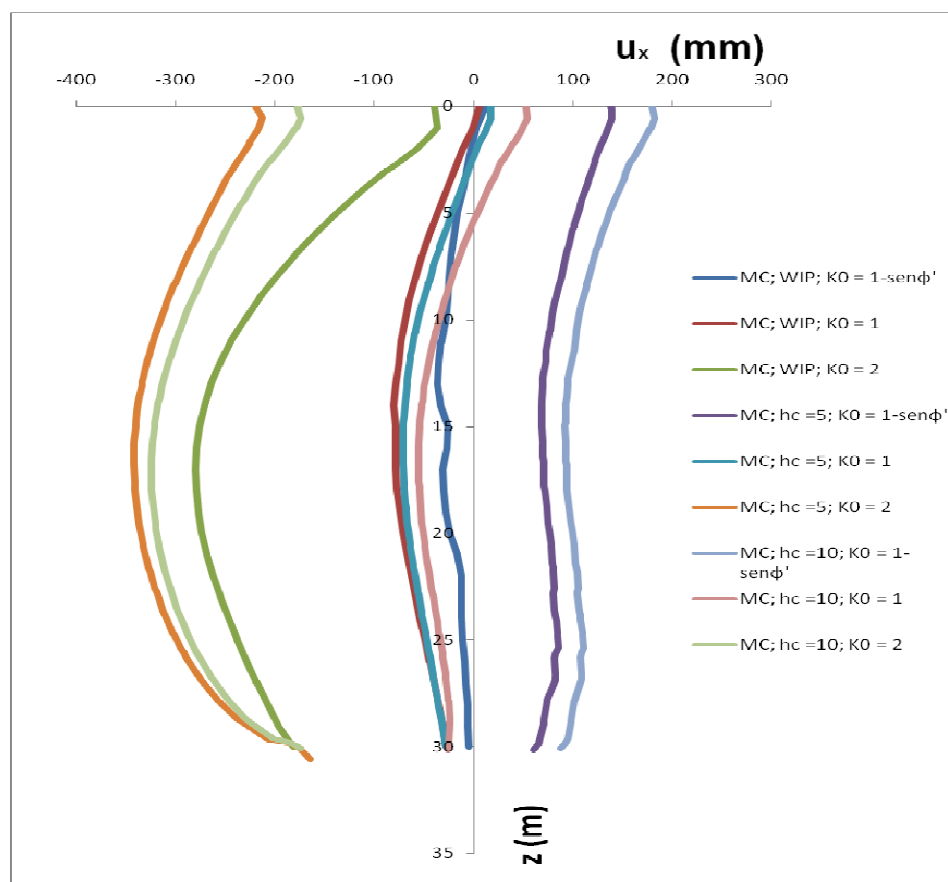


Figura 199. Spostamenti del terreno in seguito allo scavo principale, positivi se verso monte

In Figura 200 è rappresentato lo spostamento orizzontale finale di una sezione in asse alla paratia, depurata degli spostamenti dovuti all'istallazione.

Una prima osservazione da fare è che simulando l'istallazione, lo scarto che si ha tra le tre curve a differente K_0 è notevolmente inferiore a quello che si ha nel caso WIP.

La stessa cosa dicasi per quel che riguarda i momenti flettenti della paratia (figura 201) e le tensioni orizzontali nel terreno in una sezione a 0,5 m alle spalle della paratia (figura 202) in seguito allo scavo principale. Tali curve vanno praticamente a sovrapporsi nei casi in cui $K_0 = 1$ e 0,4.

Un tale risultato porta a pensare che il comportamento di una paratia è governato principalmente dallo stato del terreno immediatamente alle spalle della stessa. Per questo, nel caso in cui le modalità di istallazione siano le medesime e quindi le tensioni orizzontali alle spalle della paratia siano le stesse, il comportamento della paratia non varia molto al variare dello stato tensionale iniziale.

Si noti che gli spostamenti della paratia possono essere approssimativamente scomposti in due aliquote: una rotazione attorno al puntone e uno "spanciamento" della paratia.

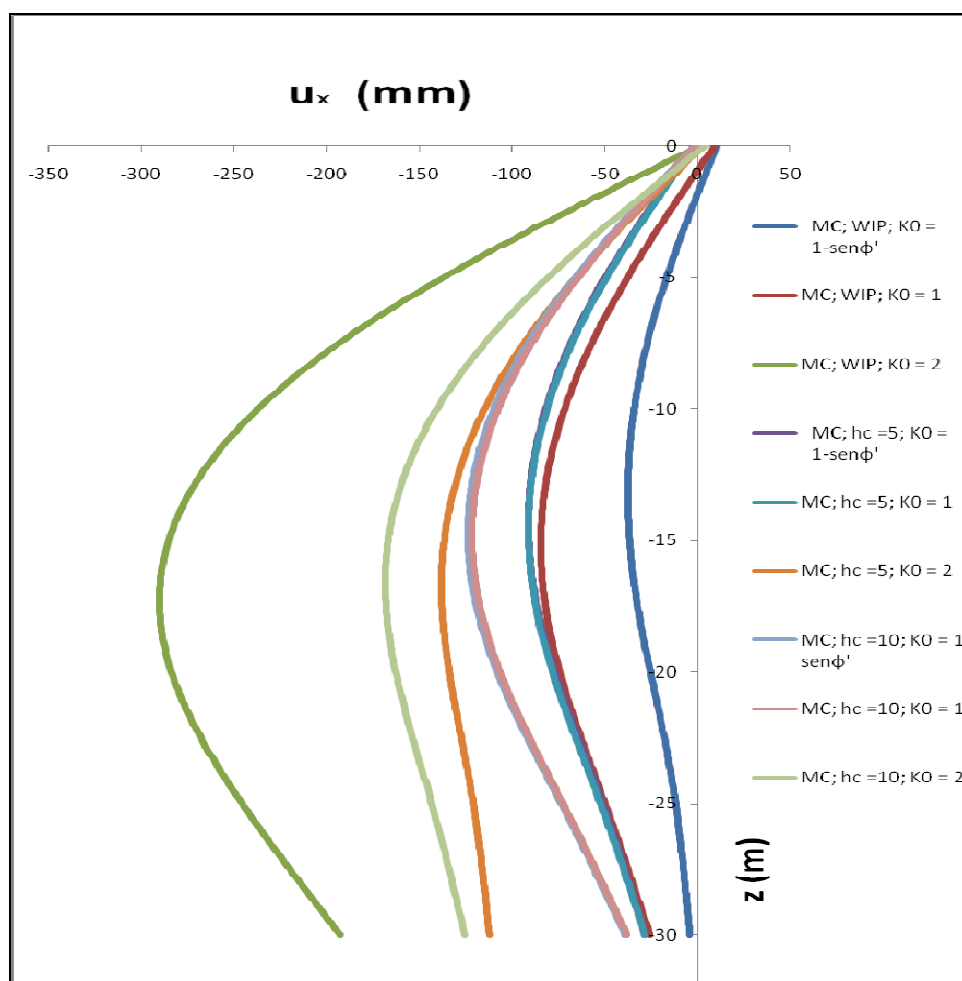


Figura 200. Spostamenti della paratia dovuti allo scavo principale (positivi verso monte)

Generalmente, come osservabile in Figura 201, fino ad una profondità di poco inferiore al fondo scavo, sono tese le fibre verso l'interno dello scavo (ad eccezione che in prossimità del puntone), nella parte più profonda della paratia sono tese le fibre esterne. Considerando la paratia WIP e $K_0 = 2$ si ottengono lungo tutta la paratia (eccetto che in prossimità del puntone) fibre tese rivolte verso l'interno dello scavo.

In genere, a parità di tipologia di installazione, il momento flettente massimo si ha per il caso in cui $K_0 = 2$, similmente accade per il massimo spostamento orizzontale della paratia.

Succede però il fatto inaspettato che, simulando l'installazione della paratia, il massimo momento flettente sia maggiore quando il K_0 è pari a 0,4 invece che quando è pari a 1.

Per meglio indagare su tale aspetto sono state eseguite due ulteriori analisi simulando l'installazione del pannello con $h_c = 5$ m e K_0 pari a 1,5 e 0,7, i risultati di tali analisi verranno descritti in seguito.

Da notare anche il fatto che, a parità di K_0 , si hanno momenti massimi maggiori per i casi in cui si ha una maggiore altezza critica della distribuzione della spinta del calcestruzzo.

Il momento massimo è più variabile al variare dell'altezza critica che del K_0 , essendo l'altezza critica una quantità della quale si conosce ancora poco, sembra essere il caso che la ricerca dedichi maggiori energie a determinare tale grandezza che sembra essere determinante in tali problemi.

Simili considerazioni possono essere fatte anche per gli spostamenti orizzontali della paratia, maggiori al crescere dell'altezza critica; e per gli spostamenti del terreno, che, all'aumentare dell'altezza critica, tendono ad essere diretti verso l'esterno dello scavo.

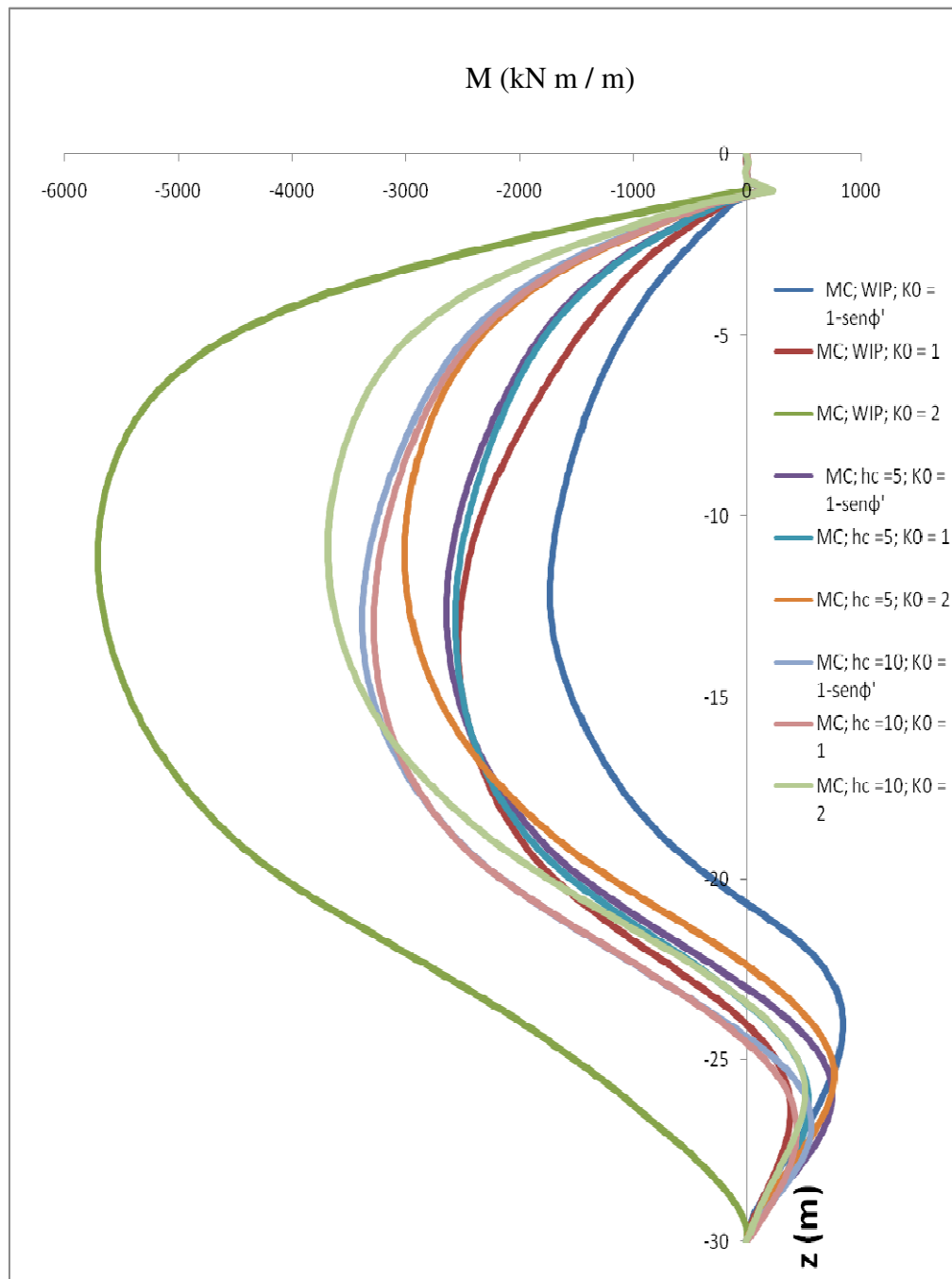


Figura 201. Diagrammi dei momenti flettenti

In Figura 202 è riportatano le tensioni orizzontali del terreno alle spalle della paratia, è evidente l'effetto arco che si ha tra puntone e terreno al di sotto dello scavo, in corrispondenza dei quali si hanno due massimi delle tensioni. Nella zona centrale tutte le curve vanno a sovrapporsi, è la zona in cui il terreno plasticizza per il raggiungimento della spinta attiva (figura 203).

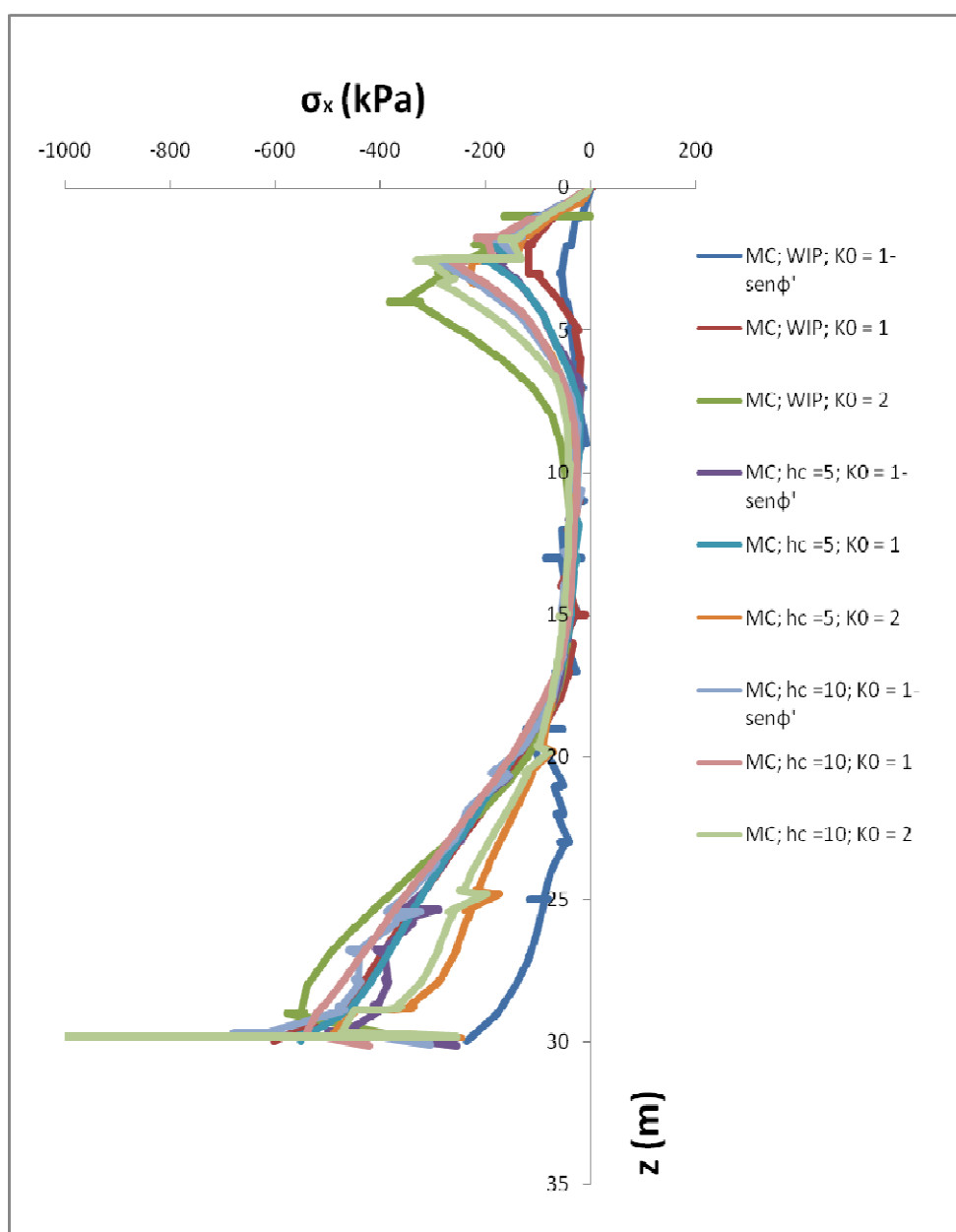


Figura 202. Tensioni orizzontali nel terreno in seguito allo scavo principale (negative se di compressione)

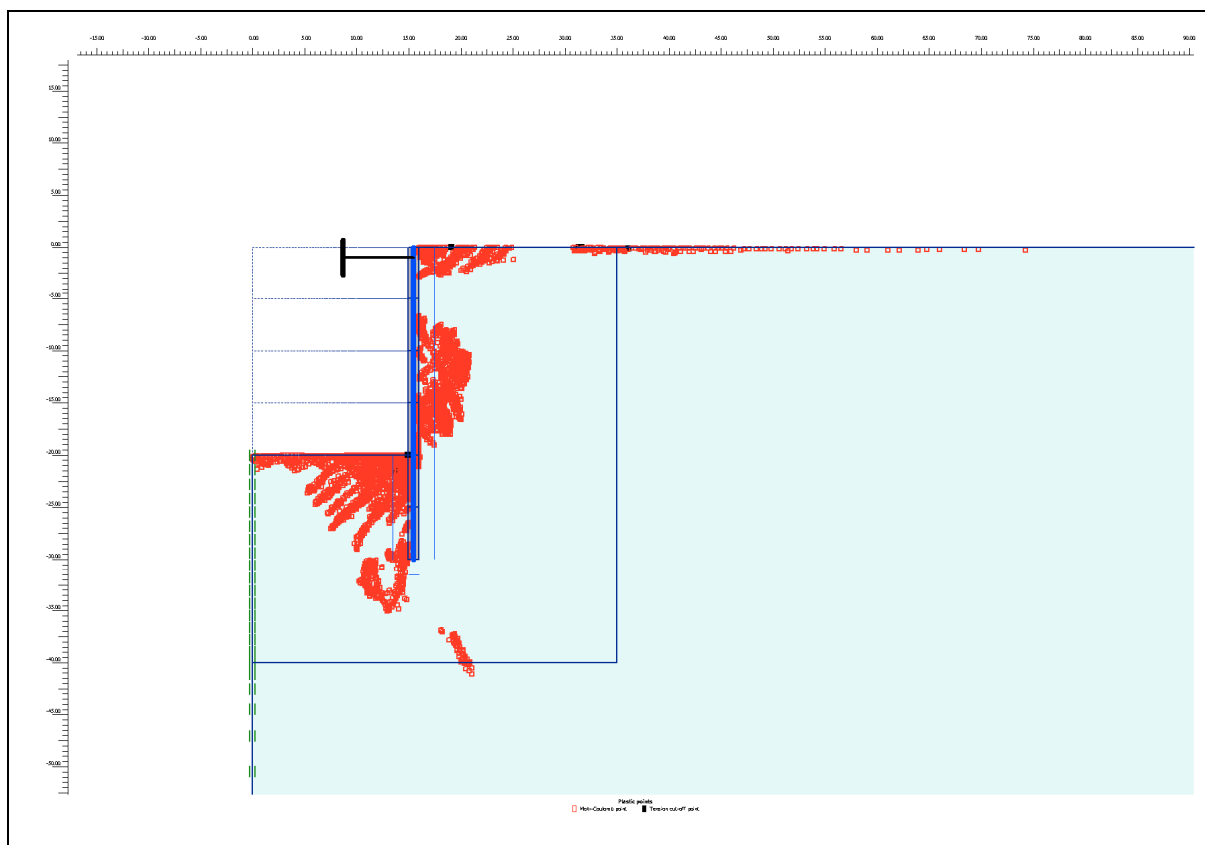


Figura 203. Punti plasticizzati

Per meglio indagare l'effetto della spinta a riposo del terreno sul comportamento finale della paratia, si è scelto di eseguire ulteriori analisi considerando valori intermedi di tali coefficiente (0,7 e 1,5). Vengono di seguito riportati diagrammi analoghi a quelli precedenti, ma mantenendo costante la h_c (0,5 m) e facendo variare solo il K_0 .

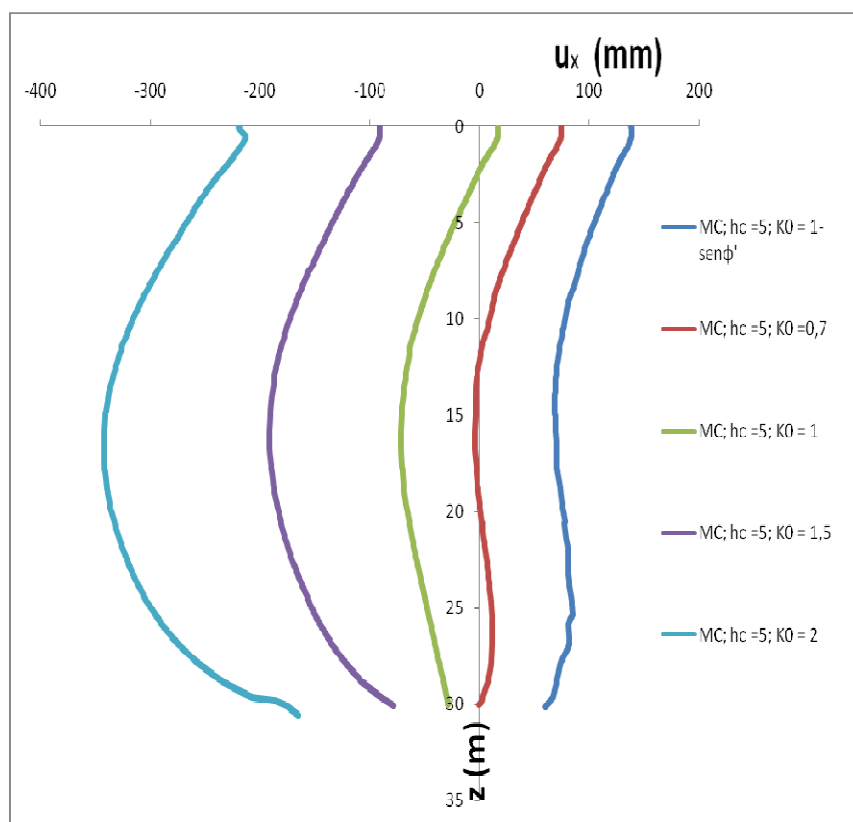


Figura 204. Spostamenti del terreno in seguito allo scavo principale (positivi verso monte)

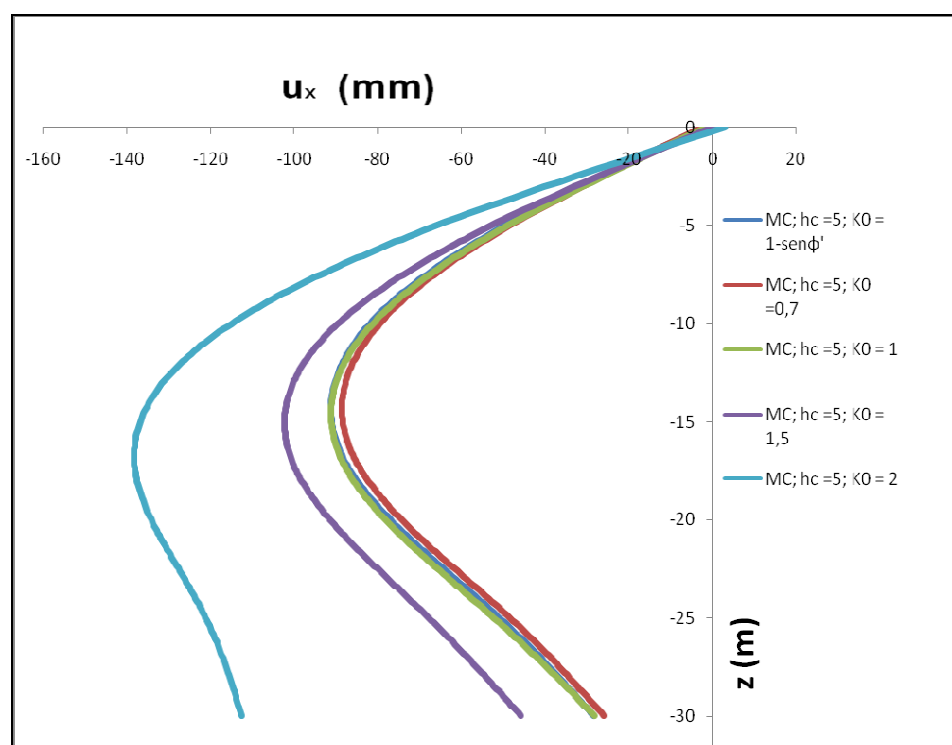


Figura 205. Spostamenti della paratia dovuti allo scavo principale (positivi verso monte)

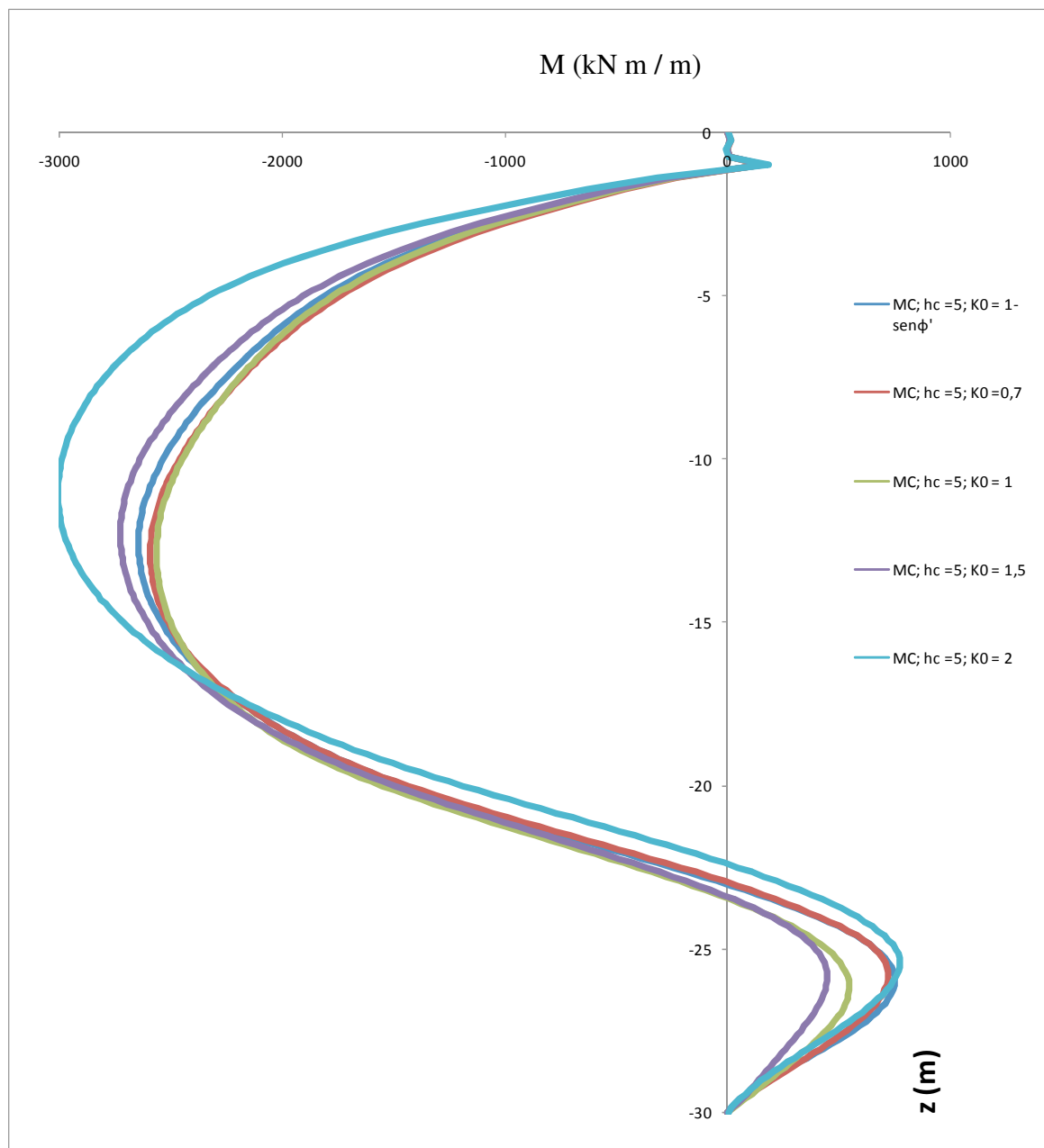


Figura 206. Diagrammi dei momenti flettenti nella paratia

A prima vista si osserva che mentre gli spostamenti del terreno sono governati fortemente dal K_0 iniziale, per quanto riguarda ad esempio il momento flettente ciò è vero in minor misura

Per analizzare in maniera più efficace i risultati di tali analisi, si è scelto di riportare in un unico grafico i valori di varie grandezze normalizzati rispetto al minor valore di ciascuna al variare del K_0 . Le grandezze riportate sono:

- Il massimo momento flettente della paratia (M_{\max})

- La profondità del massimo momento flettente della paratia (p_{Mmax})
- Il massimo spostamento della paratia (s_{max})
- La profondità del massimo spostamento (p_{smax})
- Lo spostamento della base della paratia ($s_{max(30)}$)

Soffermandosi sui valori del massimo momento, la prima cosa che si osserva è che il massimo tra i massimi momenti, ottenuto per $K_0 = 2$, è poco superiore al minimo tra i massimi, superandolo di circa il 17 % di quest'ultimo. Altra cosa importante che si nota è che il minimo valore dei massimi momenti flettenti si ha per $k_0 = 1$, contrariamente a quanto ci si aspetterebbe dalle indicazioni di letteratura, per le quali il momento massimo dovrebbe crescere all'aumentare del K_0 (la differenza tra i valori di momento massimo tra $k_0 = 1$ e $k_0 = 0,4$ è comunque ridottissima, circa il 3 % del valore inferiore).

Tali osservazioni si possono giustificare considerando che, modellando le fasi di installazione della paratia, lo stato tensionale nelle immediate vicinanze della stessa è poco dipendente dal valore iniziale di K_0 . Il fatto che per $K_0 = 1$ si hanno momenti inferiori, anche se di pochissimo, che per $K_0 = 0,4$ può essere dovuto alla complessità dei percorsi di carico del terreno, che in vari punti ad esempio plasticizza per poi ridiventare elastico e viceversa ed alla redistribuzione dei carichi durante le fasi di realizzazione della paratia e dello scavo principale.

Considerando invece la paratia WIP (Figura 208) si hanno momenti massimi crescenti con il k_0 ed il momento massimo è circa il 300% maggiore del minimo, come ci si aspettava dalle indicazioni di letteratura.

Osservazioni simili a quelle fatte nel caso in cui si è considerata l'altezza critica della distribuzione di spinta del calcestruzzo pari a 5 m si possono fare considerando tale altezza pari a 10 m (vedi Figura 213).

Quanto detto fin'ora per i momenti è valido in generale anche per le altre grandezze riportate in figura, modellando l'installazione, la variabilità di tali grandezze con il K_0 è molto inferiore a quella che si ha non modellandola, in particolare, per K_0 compresi tra 0,4 e 1 i risultati sono pressoché identici.

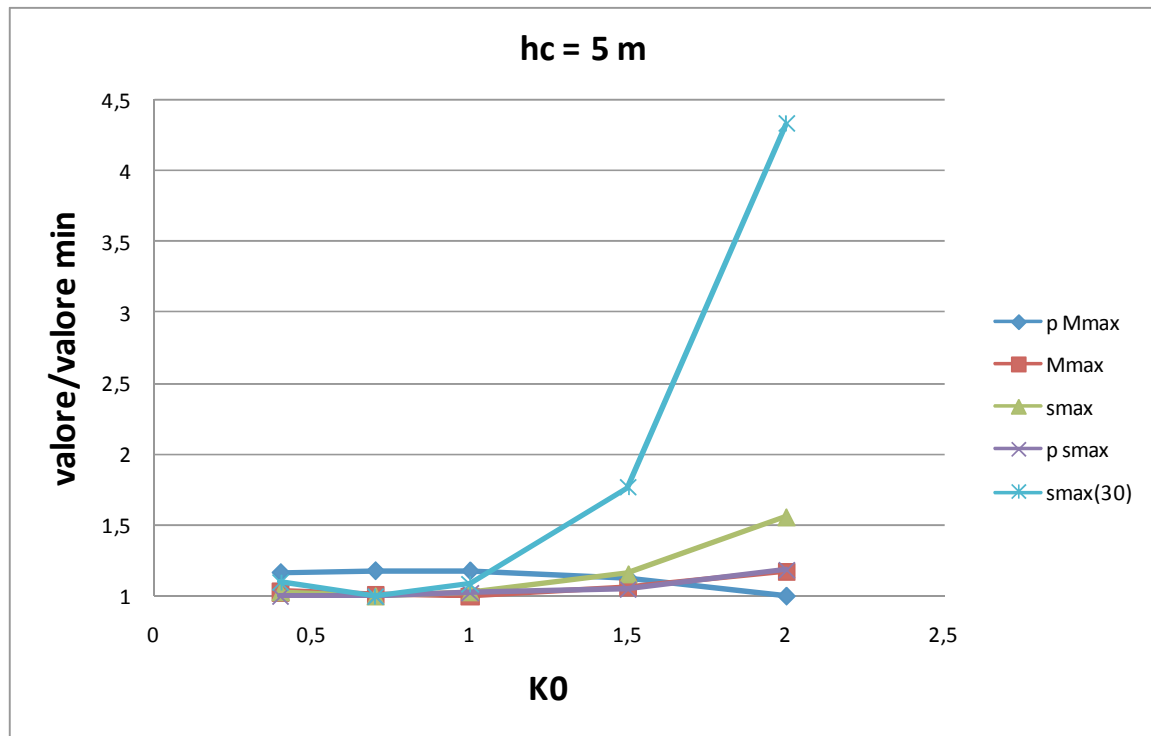


Figura 207. Caratteristiche di spostamento e sollecitazione adimensionalizzate rispetto al minimo valore assunto in funzione del K_0

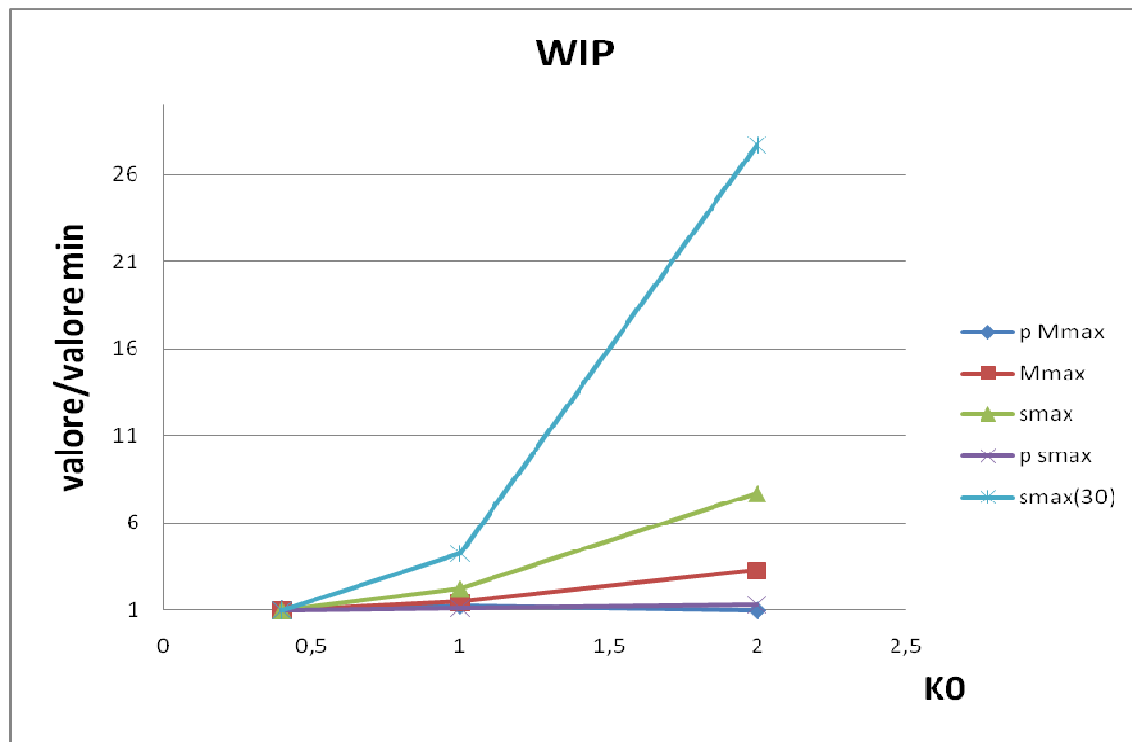


Figura 208. Caratteristiche di spostamento e sollecitazione adimensionalizzate rispetto al minimo valore assunto in funzione del K_0

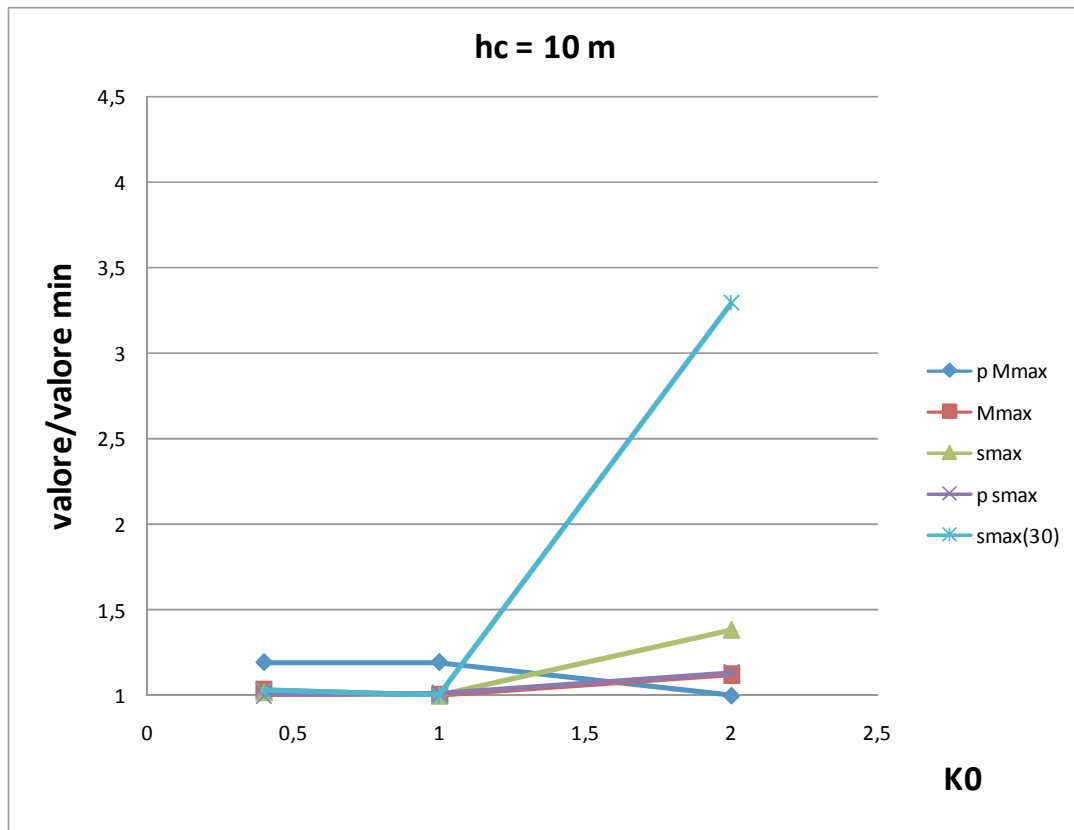


Figura 209. Caratteristiche di spostamento e sollecitazione adimensionalizzate rispetto al minimo valore assunto in funzione del K_0

Si ritiene utile riportare almeno per i momenti massimi e i massimi spostamenti della paratia dei diagrammi in cui si mostrano contemporaneamente i valori ottenuti dalle varie modellazioni.

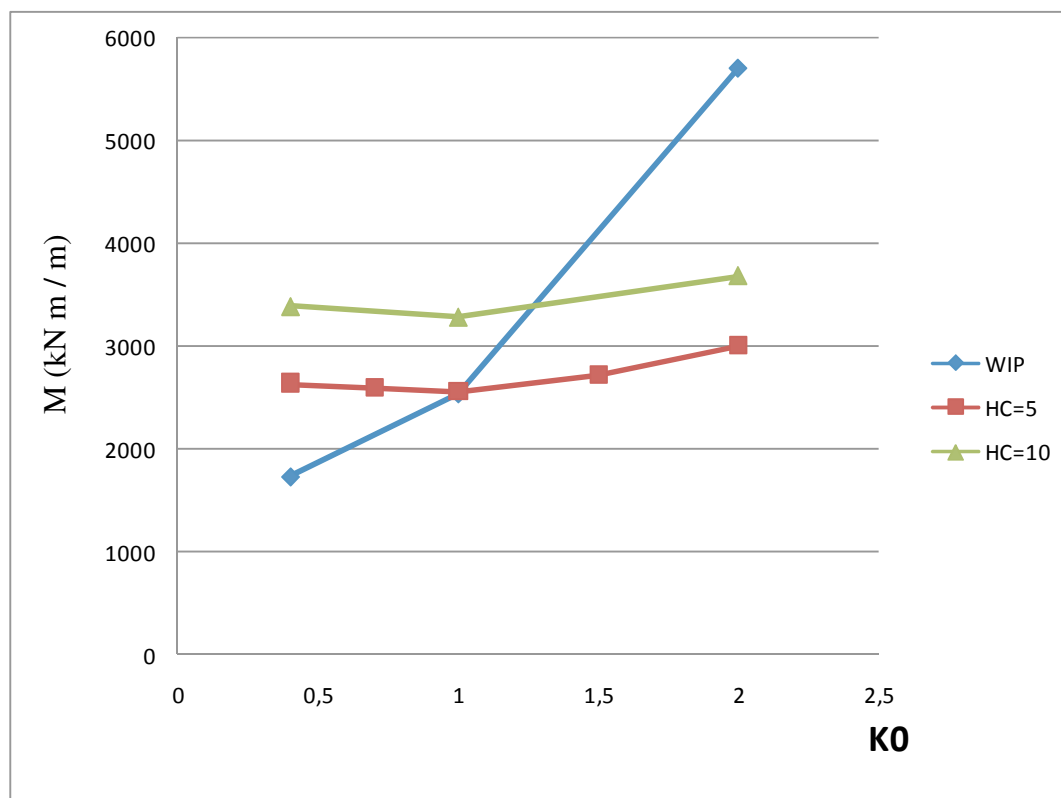


Figura 210. Massimi momenti in funzione del K_0

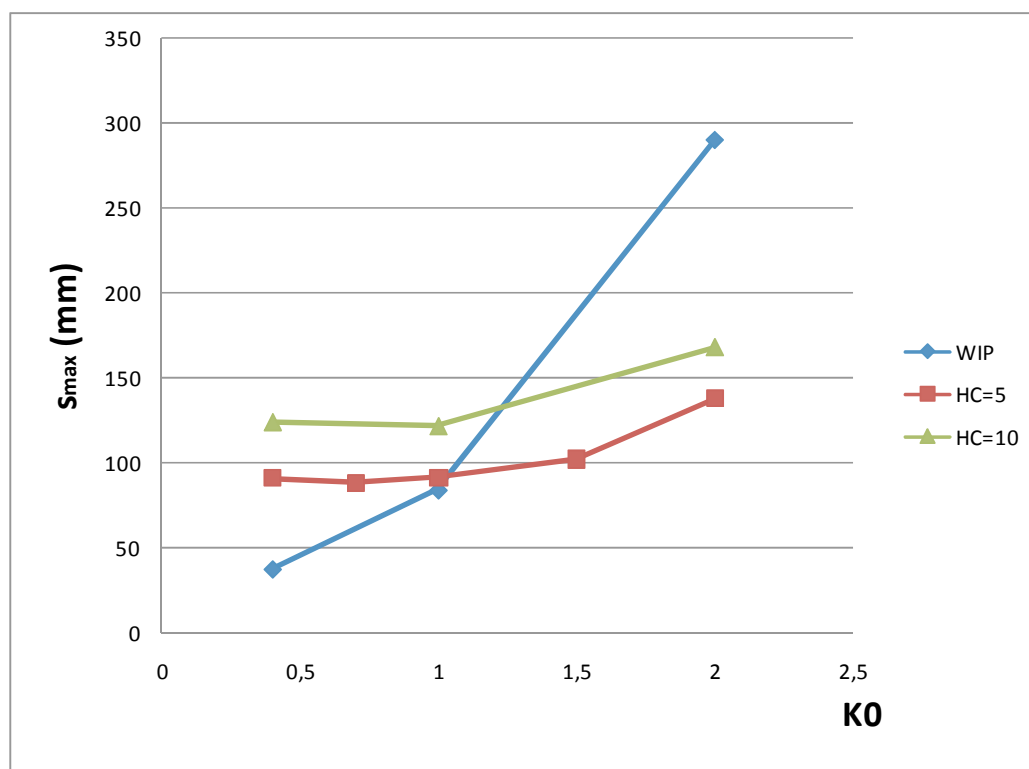


Figura 211. Massimi spostamenti in funzione del K_0

Le medesime analisi sono state eseguite utilizzando il modello costitutivo *Hardening Soil*. I grafici relativi a tali analisi sono di seguito riportati.

Le considerazioni che si possono fare sono sostanzialmente simili a quelle fatte utilizzando il MC.

Le differenze tra i momenti massimi delle varie tipologie di simulazione sono generalmente inferiori a quelle ottenute utilizzando il MC.

Cosa inaspettata è che, simulando l'installazione della paratia, i massimi momenti si ottengono nel caso in cui la spinta orizzontale iniziale del terreno è minima.

Ciò può essere spiegato osservando la Figura 216 e Figura 217, in seguito all'installazione del pannello, nel caso $K_0 = 0,4$ la maggior parte degli elementi di terreno alle spalle della paratia si comporta in maniera elastoplastica, mentre nel caso $K_0 = 2$ si comporta in maniera elastica avendo quindi una rigidità maggiore.

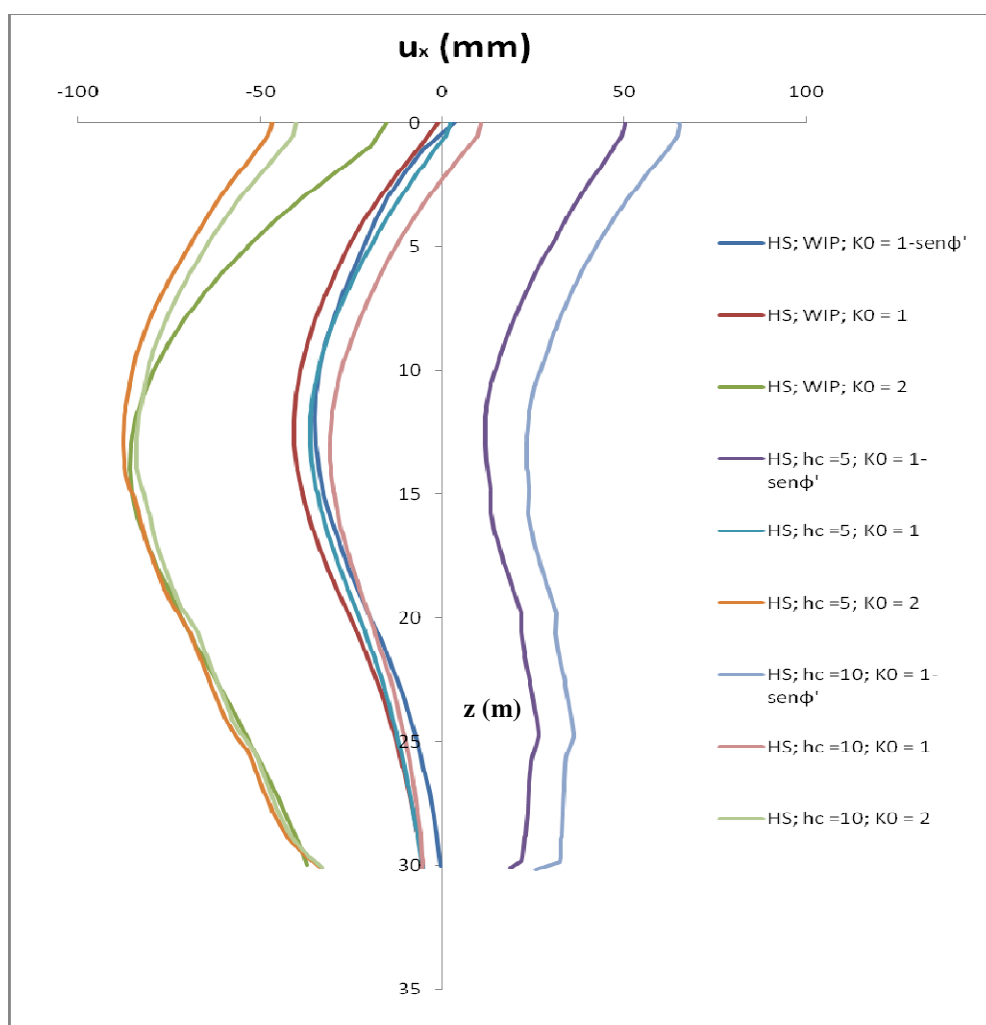


Figura 212. Spostamenti del terreno in seguito allo scavo principale (positivi verso monte)

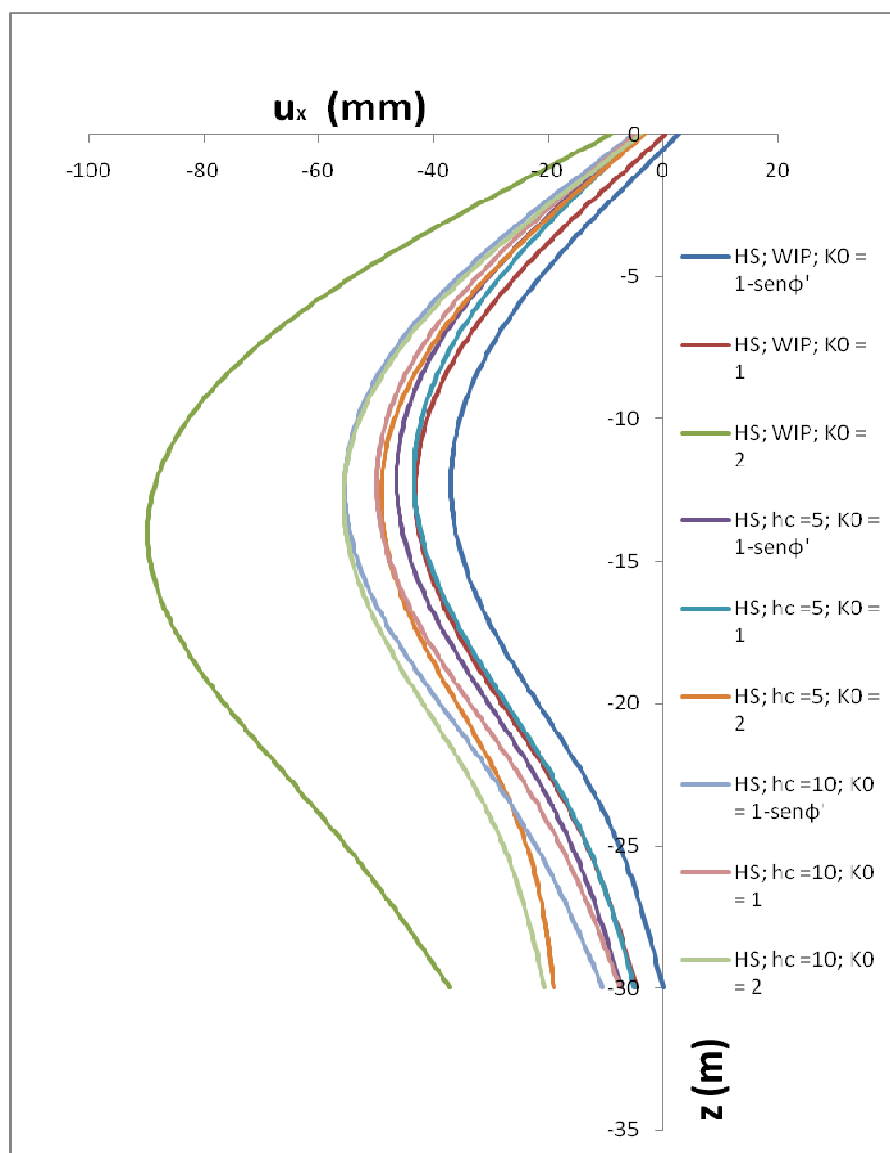


Figura 213. Spostamenti della paratia dovuti allo scavo principale (positivi se verso monte)

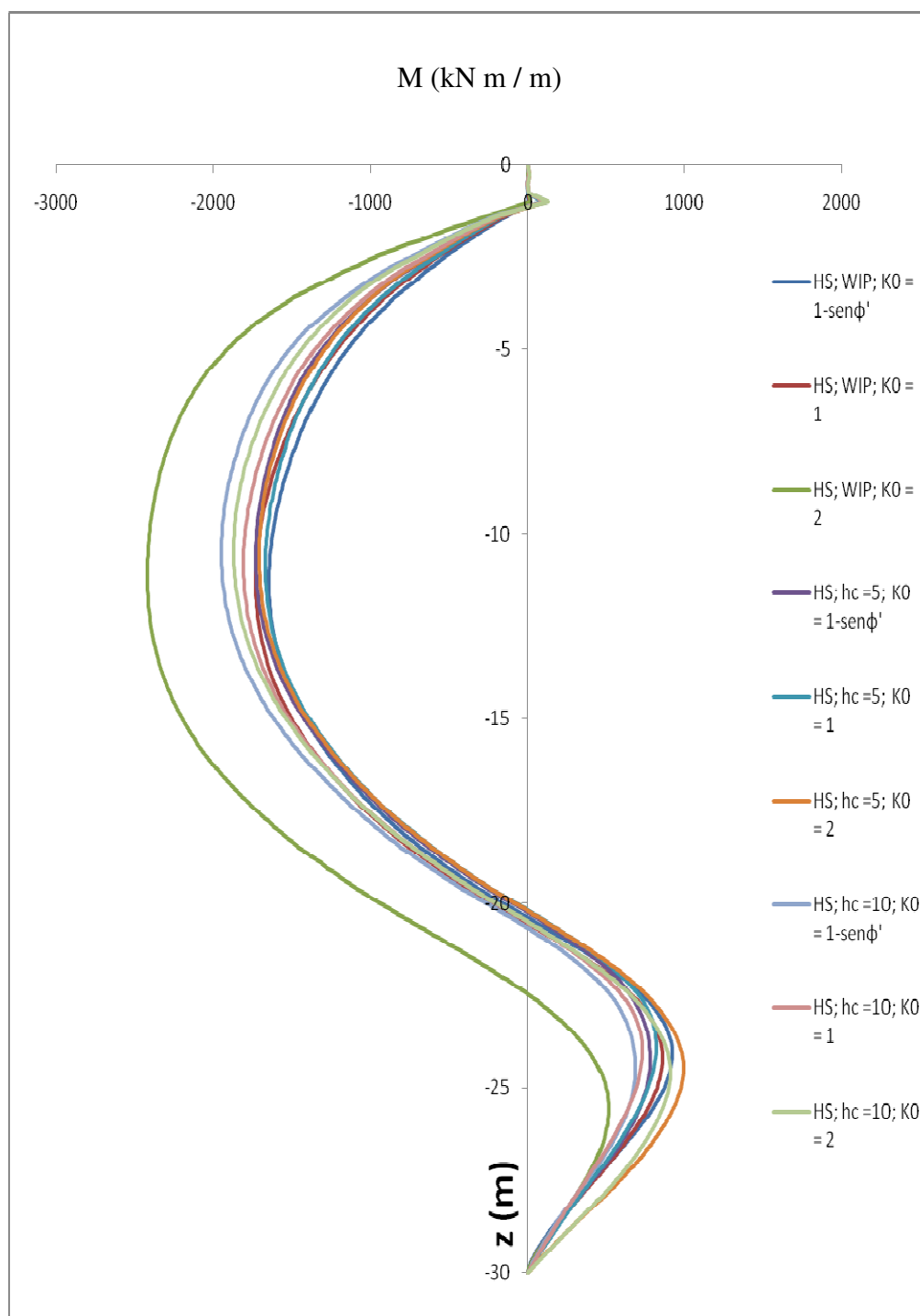


Figura 214. Diagrammi dei momenti flettenti

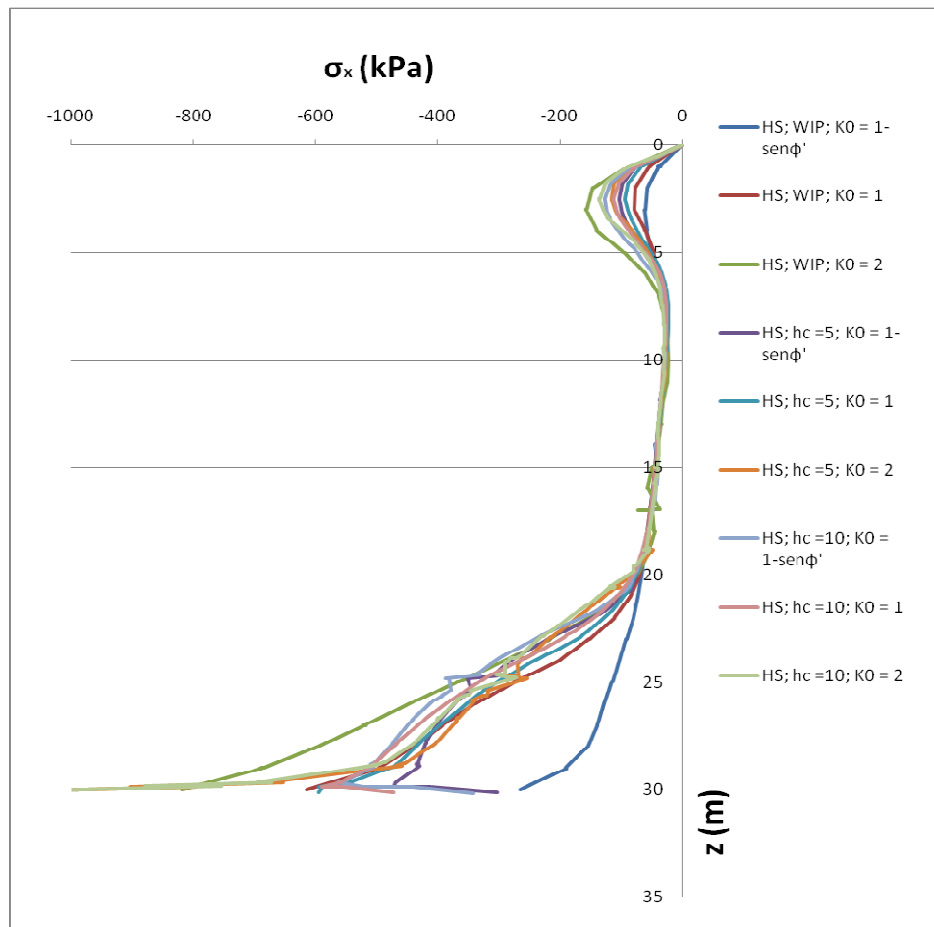


Figura 215. Tensioni orizzontali nel terreno in seguito allo scavo principale (negative se di compressione)

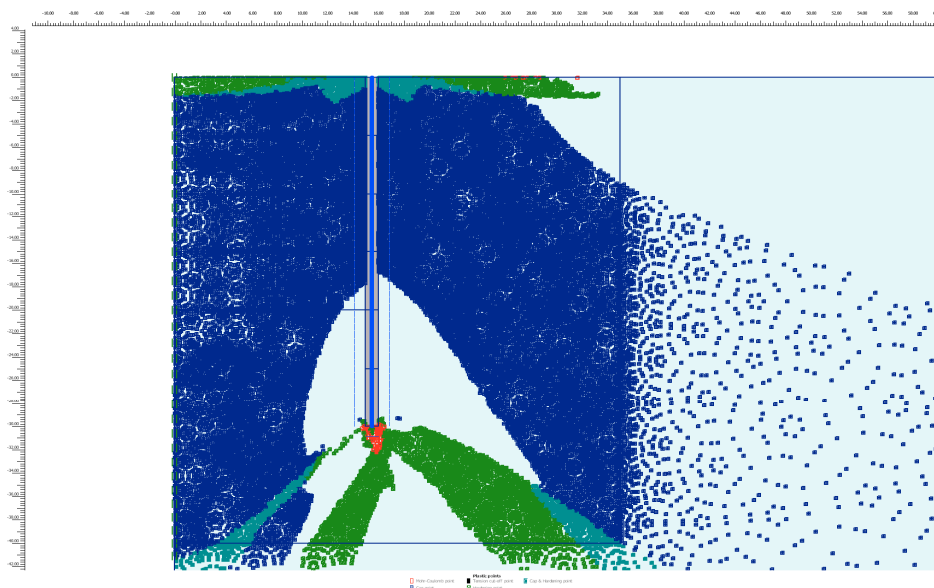


Figura 216. Punti plastici per $K_0 = 0,4$ in seguito alla realizzazione della paratia

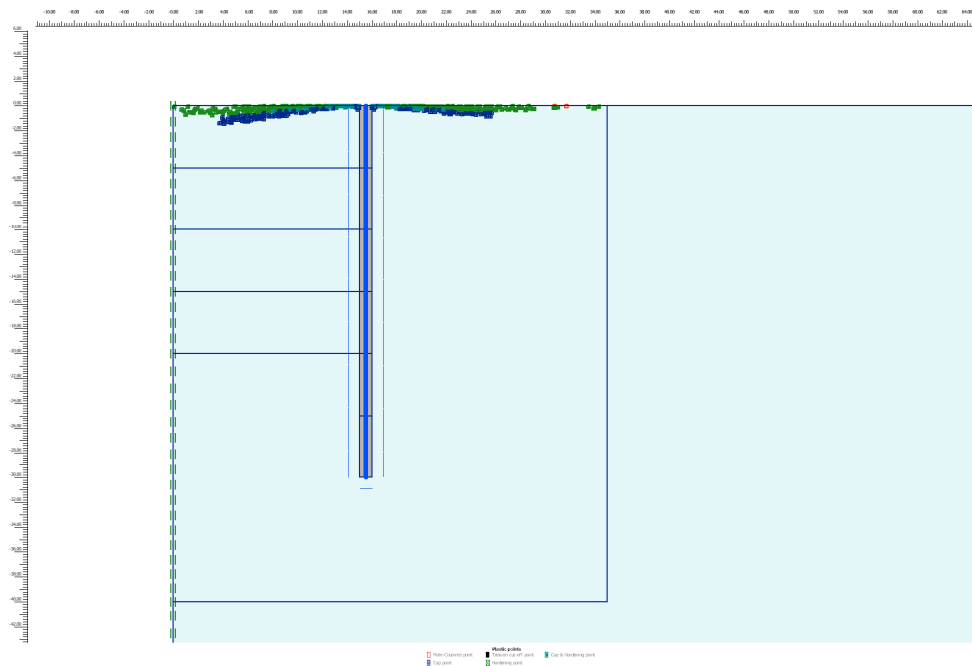


Figura 217. Punti plastici per $K_0 = 2$ in seguito alla realizzazione della paratia

Nelle figure 218 e 219 si riporta l'andamento dei massimi momenti flettenti e dei massimi spostamenti della paratia in seguito allo scavo principale. Si osserva che passando all'HS i risultati sono meno influenzati dallo stato tensionale iniziale rispetto ai casi MC.

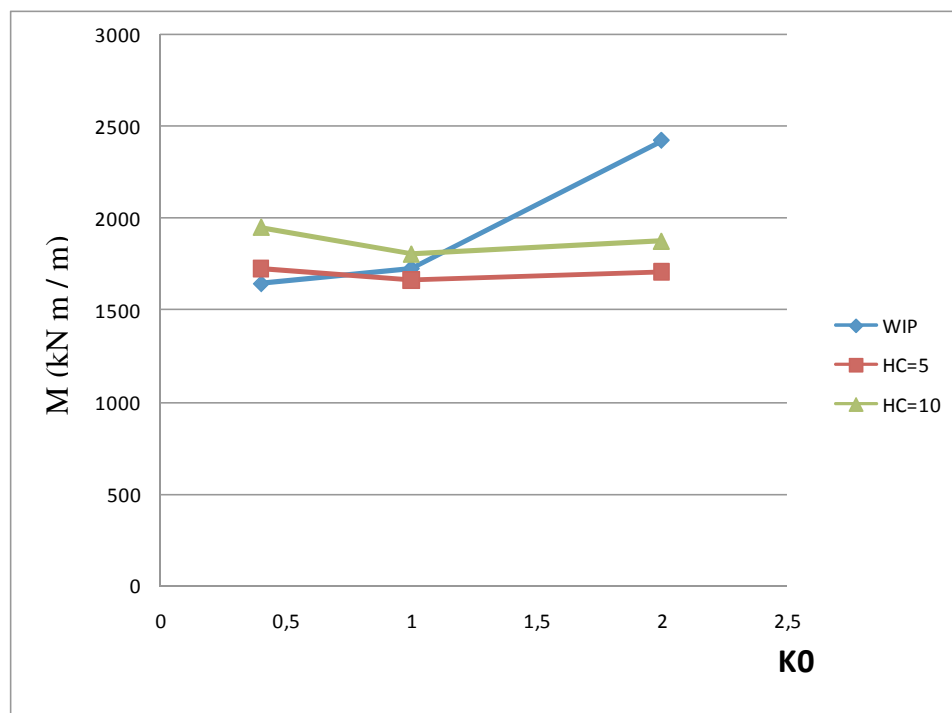


Figura 218. Massimi momenti in funzione del K_0

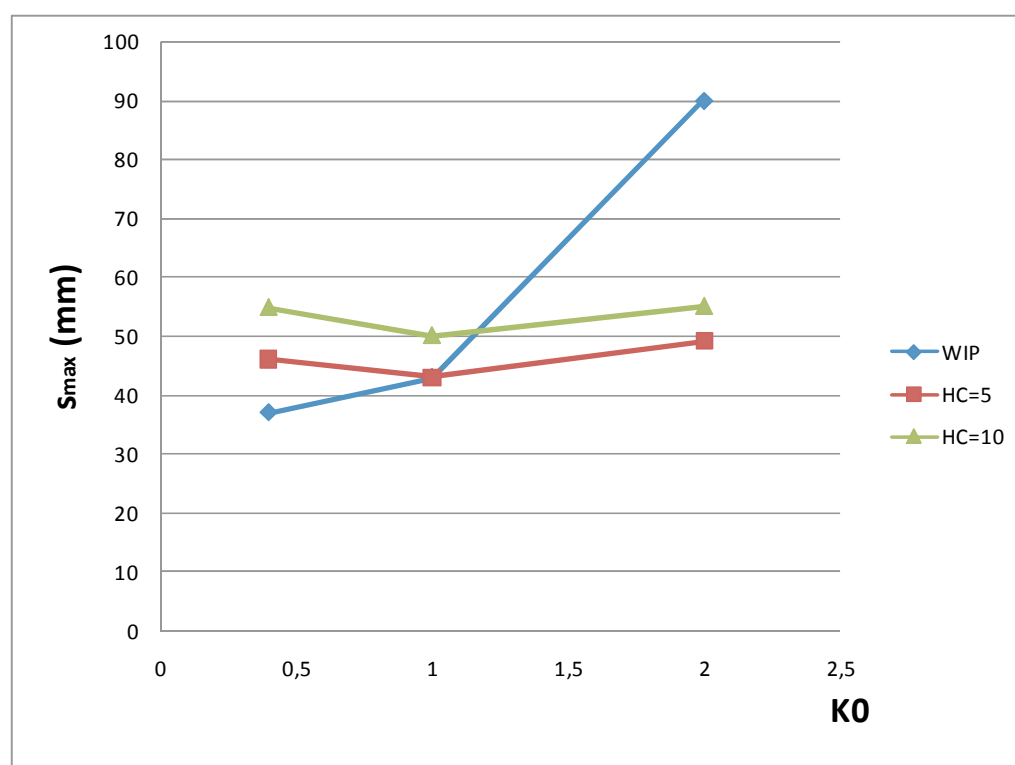


Figura 219. Massimi spostamenti in funzione del K_0

Nelle figure di seguito si mette in evidenza l'importanza dell'altezza critica del calcestruzzo sui risultati finali degli spostamenti, dei momenti flettenti e delle tensioni all'interno del terreno.

Si vede che all'aumentare di h_c aumentano gli spostamenti del terreno verso lo stesso, aumentano gli spostamenti verso lo scavo dovuti allo scavo stesso, aumenta l'effetto arco tra puntone e terreno di base ed aumentano i momenti flettenti.

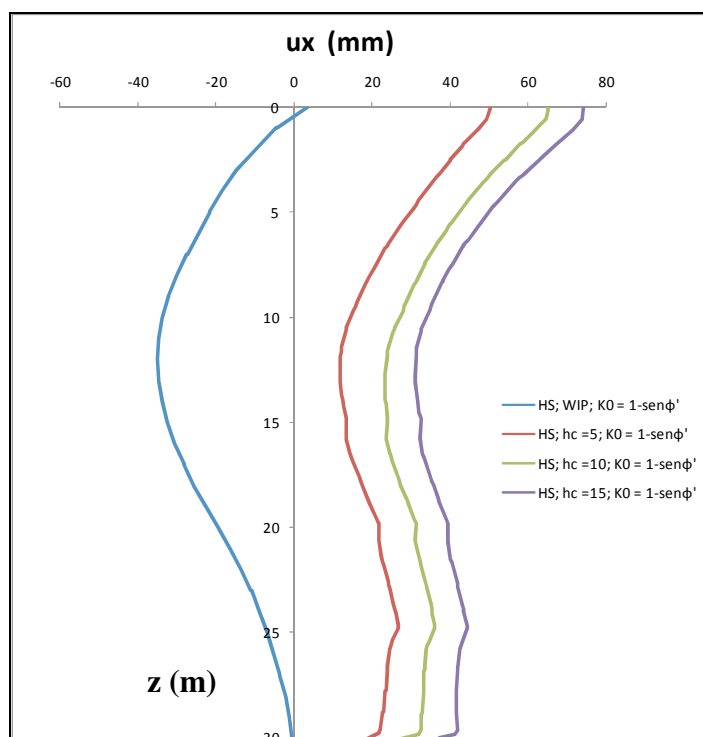


Figura 220. Spostamenti del terreno in seguito allo scavo principale (positivi se verso monte)

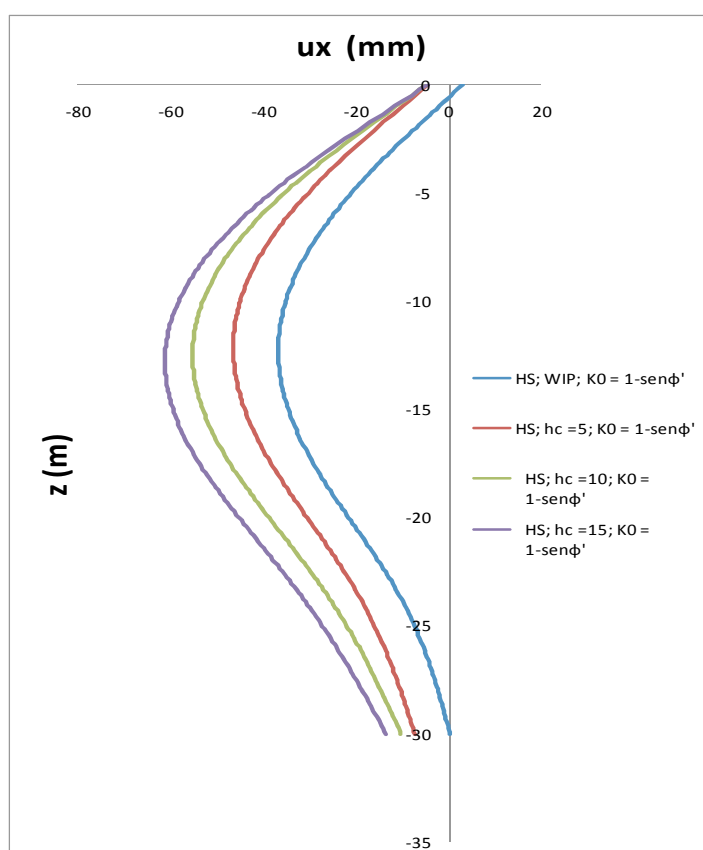


Figura 221. Spostamenti della paratia dovuti allo scavo principale (positivi se verso monte)

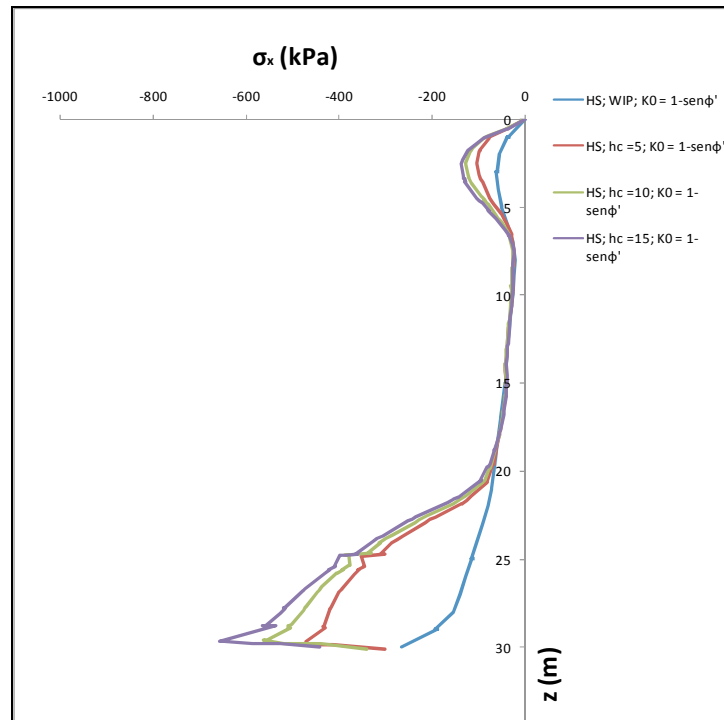


Figura 222. Spinte orizzontali nel terreno in seguito allo scavo principale (negative se di compressione)

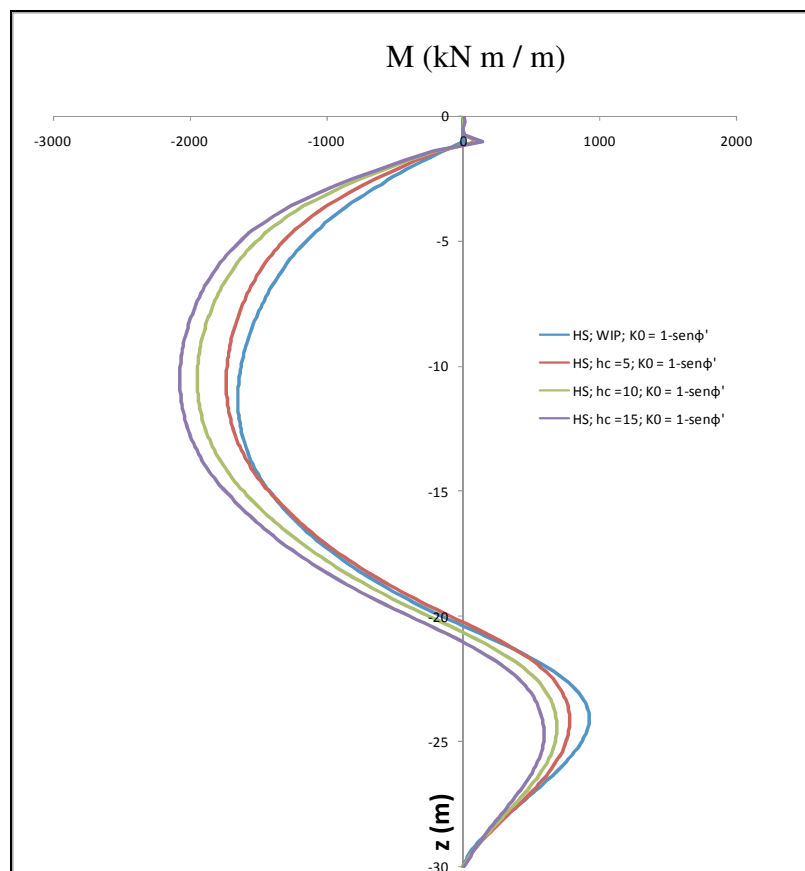


Figura 223. Diagrammi dei momenti flettenti

Si ricordi che il K_0 fin ora è stato assegnato indipendentemente dal grado di sovraconsolidazione (anche perché con il MC non è possibile assegnare l'OCR) si riportano in seguito dei diagrammi in cui si confrontano i risultati di 4 analisi, in due delle quali il K_0 è stato assegnato considerando l'OCR pari ad 1, nelle altre 2 è risultato come conseguenza dell'OCR.

Si osserva che nei casi in cui si è assegnato un OCR non unitario gli spostamenti e le sollecitazioni risultano inferiori (anche se non di molto) ai casi analoghi con OCR pari a 1. Ciò è evidentemente dovuto alla maggiore rigidezza dei terreni sovraconsolidati.

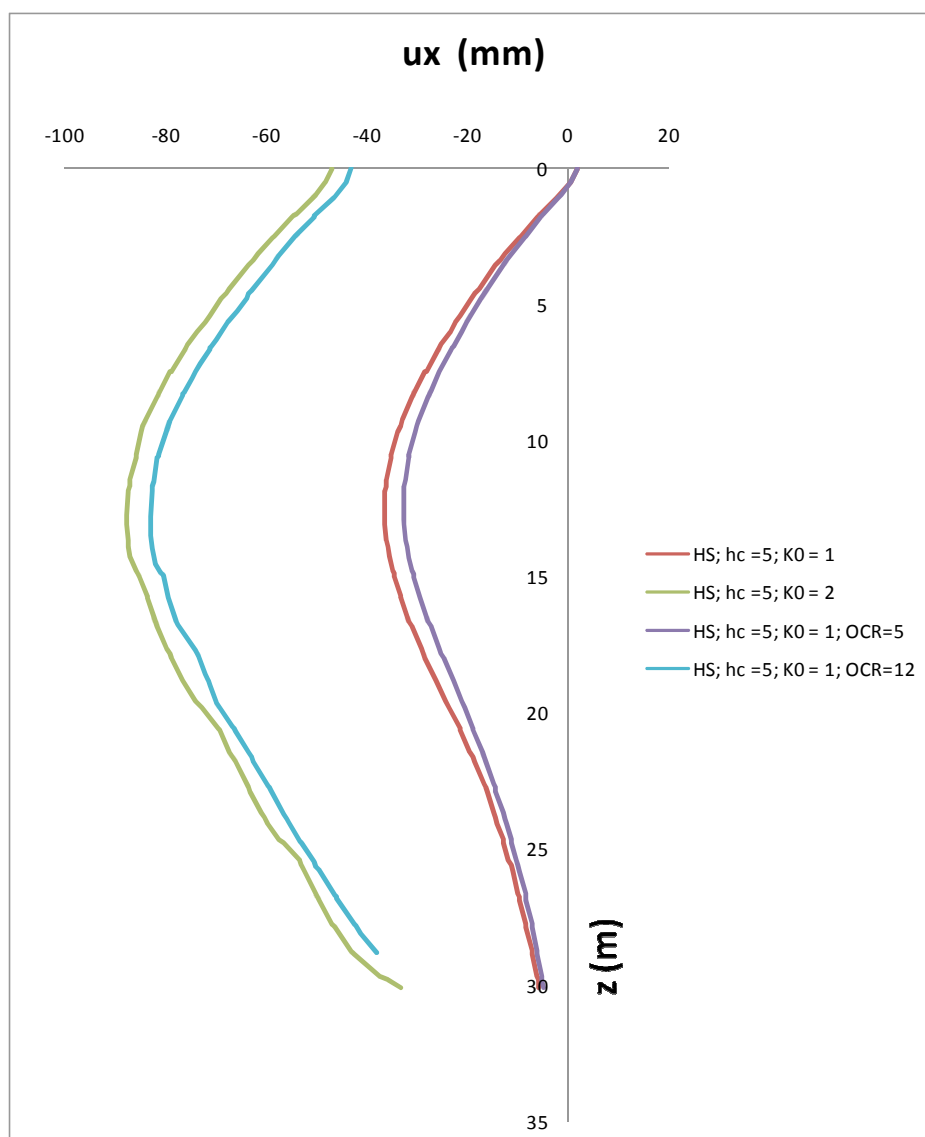


Figura 224. Effetto dell'OCR sugli spostamenti orizzontali del terreno

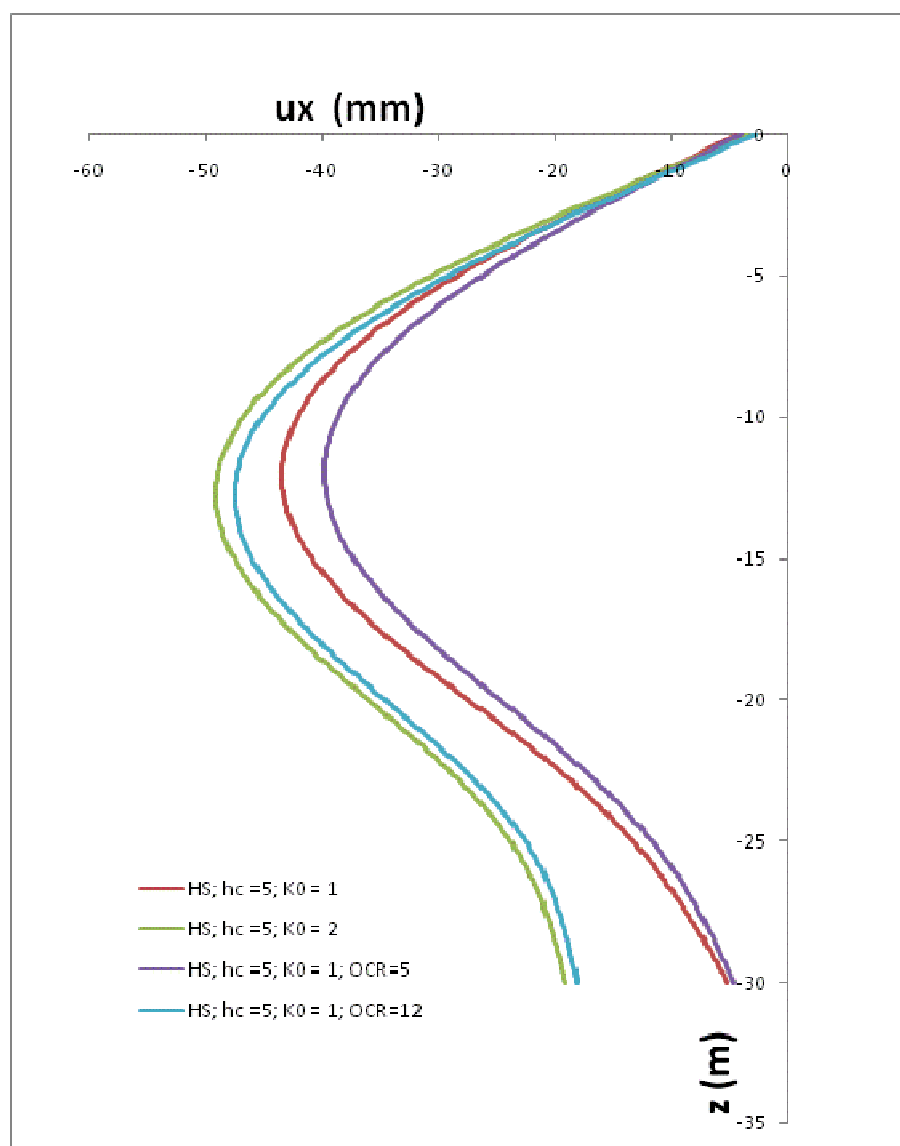


Figura 225. Effetto dell'OCR sugli spostamenti orizzontali della paratia

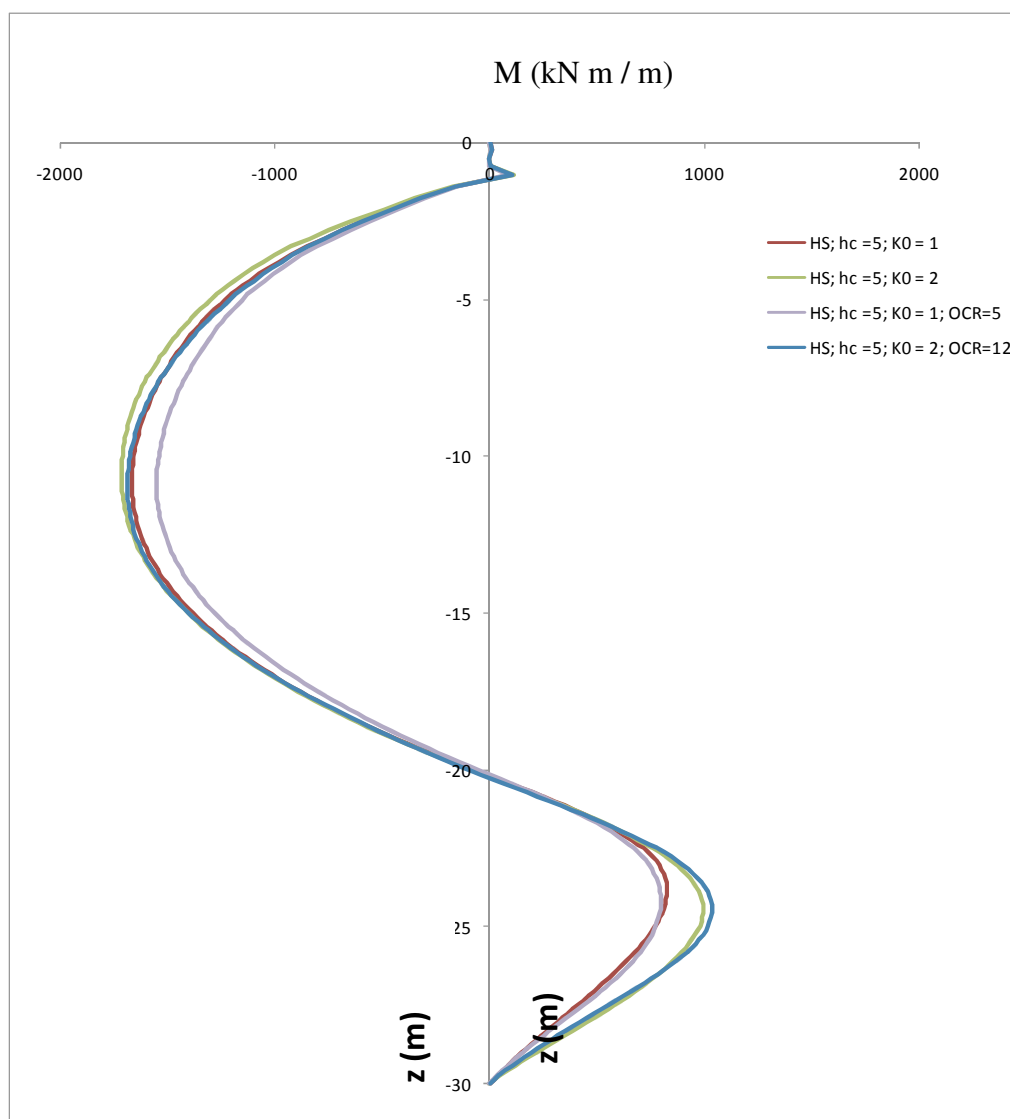


Figura 226. Effetto dell'OCR sui diagrammi dei momenti flettenti

Le osservazioni fatte in tale paragrafo fanno riflettere sull'importanza della simulazione dell'installazione della paratia, in quanto il comportamento di questa sembra essere governato maggiormente dalla modalità di installazione che dallo stato tensionale preesistente.

Si ricordi che l'altezza critica della bilineare (di spinta del calcestruzzo fresco) è governata principalmente dalla tipologia di calcestruzzo e dalla velocità di getto. È quindi possibile, in linea di principio, scegliere tali caratteristiche in modo tale da avere una migliore progettazione, atta a minimizzare o gli spostamenti del terreno a monte (particolarmente utile in ambiente urbano), o a minimizzare i momenti flettenti (da cui si potrebbe trarre un vantaggio economico).

Un aspetto che non è stato considerato, ma che potrebbe giocare un ruolo rilevante anche alla luce di quanto visto fin qui, è il ritiro del calcestruzzo in seguito alla presa, che determina una diminuzione delle spinte orizzontali alle spalle della paratia con tutto ciò che ne consegue.

5.4 Analisi parametrica di una paratia libera

Si è deciso di approfondire ulteriormente lo studio dell'effetto della modellazione della realizzazione della paratia sul comportamento della stessa.

Avendo deciso di studiare anche la differenza tra modellazione 2D e 3D si è scelto di far riferimento al caso molto semplice della paratia libera. È stata considerata una paratia di pannelli a forma di T sia perché è la stessa forma dei pannelli che sono stati utilizzati nel caso della stazione metropolitana riportato nel capitolo precedente, sia perché con siffatti pannelli l'effetto tridimensionale è molto importante. Lungo il perimetro della paratia è stata considerata la presenza di terreni trattati tramite CSM. Il singolo pannello è un elemento realizzato in calcestruzzo gettato in opera con sezione trasversale a T (fig.227) e profondo 30 m, la paratia servirà a sostenere uno scavo di 14 m.

Per tenere in conto la progressiva variazione tensionale e deformativa dovuta alla realizzazione di una successione di pannelli, nelle analisi 3D si è considerato un volume di controllo pari ad una striscia di terreno (larga 5 m) comprendente un pannello centrale e due mezzi pannelli laterali.

Si è prima simulata la realizzazione del primo pannello, sulla sinistra in figura (per la geometria ed i vincoli ad adottati è come se fossero stati realizzati contemporaneamente il quinto, il nono e così via), poi il pannello più a destra e poi quello centrale (contemporaneamente a tutti i pannelli pari).

Si è optato per una tale soluzione in quanto considerando un numero superiore di pannelli non si sarebbe potuto ottenere un reticolo di elementi sufficientemente fitto e sufficientemente esteso. Un numero inferiore di pannelli avrebbe nascosto maggiormente l'effetto dell'installazione dei singoli pannelli.

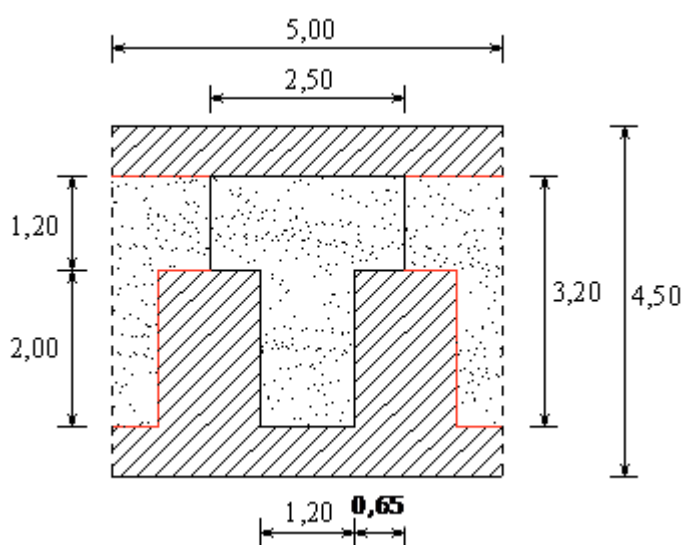


Figura 227. Dimensioni in pianta di paratia e CSM (tratteggiato)

Nelle figure di seguito si riportano le *mesh* utilizzate nei casi 3D e 2D. Per avere risultati comparabili è stato assegnato alla paratia bidimensionale uno spessore tale da avere la stessa rigidezza flessionale della paratia 3D.

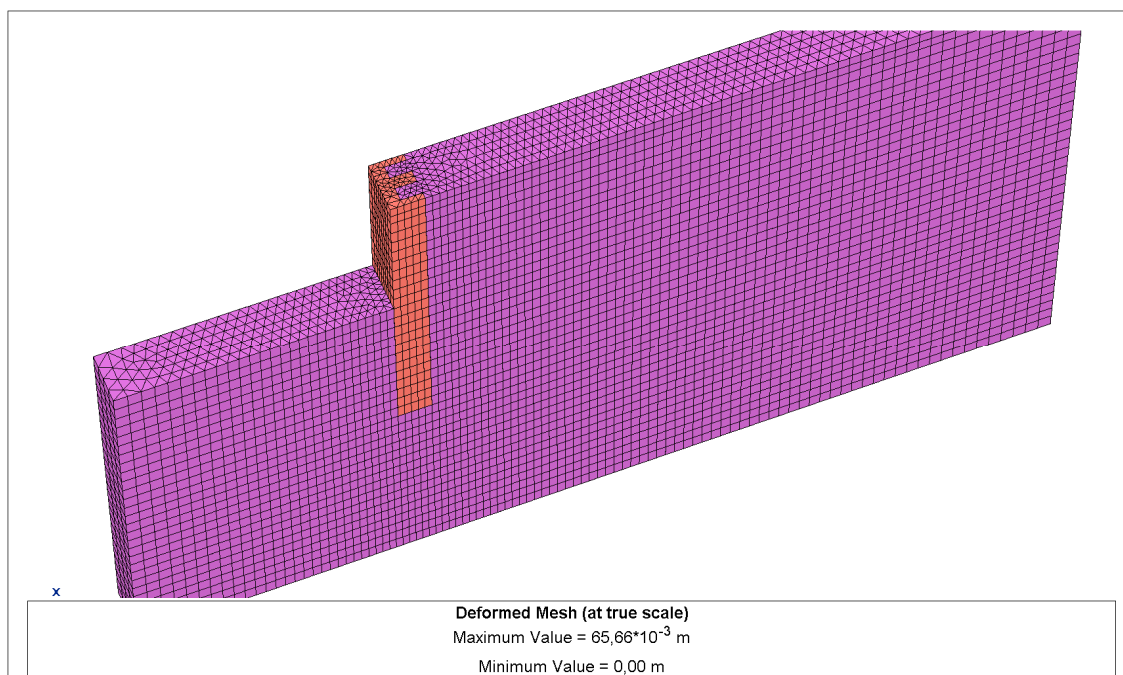


Figura 228. Mesh tridimensionale

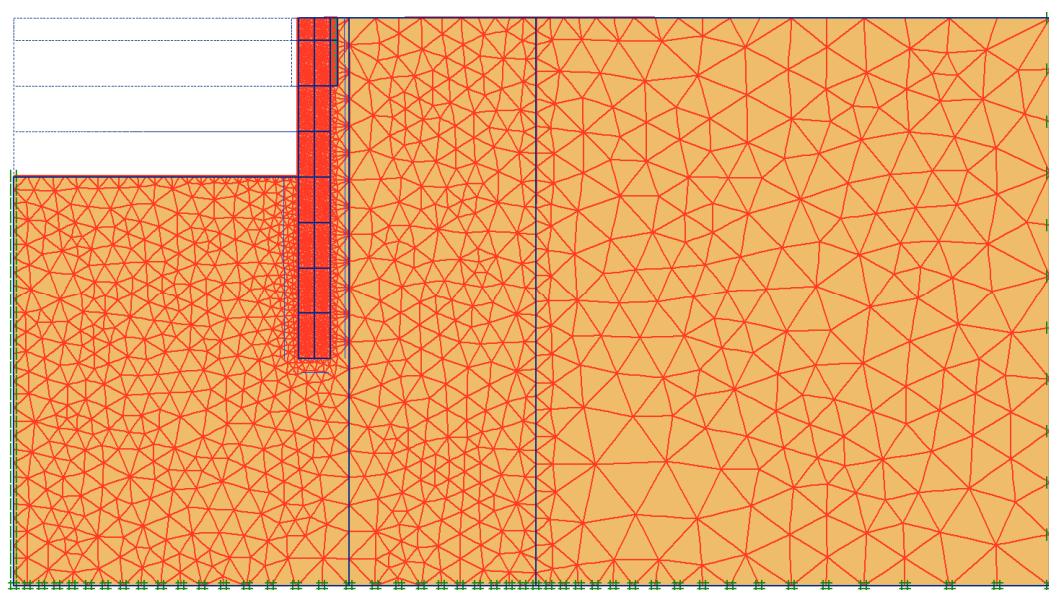


Figura 229. Mesh bidimensionale

È stata eseguita una prima serie di analisi (vedi tab. 27) 2D e 3D, utilizzando MC o HS, considerando la presenza o l'assenza di CSM ai bordi della paratia, modellando o no la realizzazione della paratia. Una seconda serie di analisi (vedi tab. 28), utilizzando l'HS per vedere meglio l'effetto di alcuni parametri (rigidezza allo scarico e OCR), ogni analisi riportata nella seconda tabella è stata eseguita 4 volte: 2D o 3D e WIP o simulando l'installazione.

Tabella 27. Prima serie di analisi

Nome analisi	Modello terreno	Istallazione	CSM	Geometria
wip_no_csm_MC_2d	MC	WIP	no	2D
wip_no_csm_MC_3d	MC	WIP	no	3D
wip_csm_MC_2d	MC	WIP	si	2D
wip_csm_MC_3d	MC	WIP	si	3D
tot_no_csm_MC_2d	MC	simulata	no	2D
tot_no_csm_MC_3d	MC	simulata	no	3D
tot_csm_MC_2d	MC	simulata	si	2D
tot_csm_MC_3d	MC	simulata	si	3D
wip_no_csm_HS_2d	HS	WIP	no	2D
wip_no_csm_HS_3d	HS	WIP	no	3D
wip_csm_HS_2d	HS	WIP	si	2D
wip_csm_HS_3d	HS	WIP	si	3D
tot_no_csm_HS_2d	HS	simulata	no	2D
tot_no_csm_HS_3d	HS	simulata	no	3D
tot_csm_HS_2d	HS	simulata	si	2D
tot_csm_HS_3d	HS	simulata	si	3D

Tabella 28. Seconda serie di analisi

Nome analisi	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	OCR	k_0
	[MPa]	[MPa]	-	-
a	30	90	1	0,412
b	30	180	1	0,412
c	30	270	1	0,412
d	30	90	2	0,574
e	30	90	4	0,899

Per quando riguarda la simulazione della realizzazione della paratia, nel caso 2D è stata simulata prima la realizzazione delle murette guida e del CSM in un'unica fase, in seguito la realizzazione della paratia. La realizzazione della paratia è stata simulata per fasi: 8 fasi per simulare lo scavo, eliminando gli elementi di terreno scavati e sostituendoli con delle forze distribuite pari alla spinta del fango lungo il perimetro dello scavo; 8 fasi per simulare il getto del calcestruzzo sostituendo le forze esercitate dal fango con quelle del calcestruzzo, rappresentate in figura 230. Infine sono state eliminate le forze e sono stati posizionati nel foro elementi rappresentanti il calcestruzzo armato a 28 giorni di stagionatura.

Similmente è stato fatto nel caso 3D per ogni pannello.

Lo scavo principale è stato simulato successivamente tramite l'asportazione in 4 fasi degli elementi di terreno interessati.

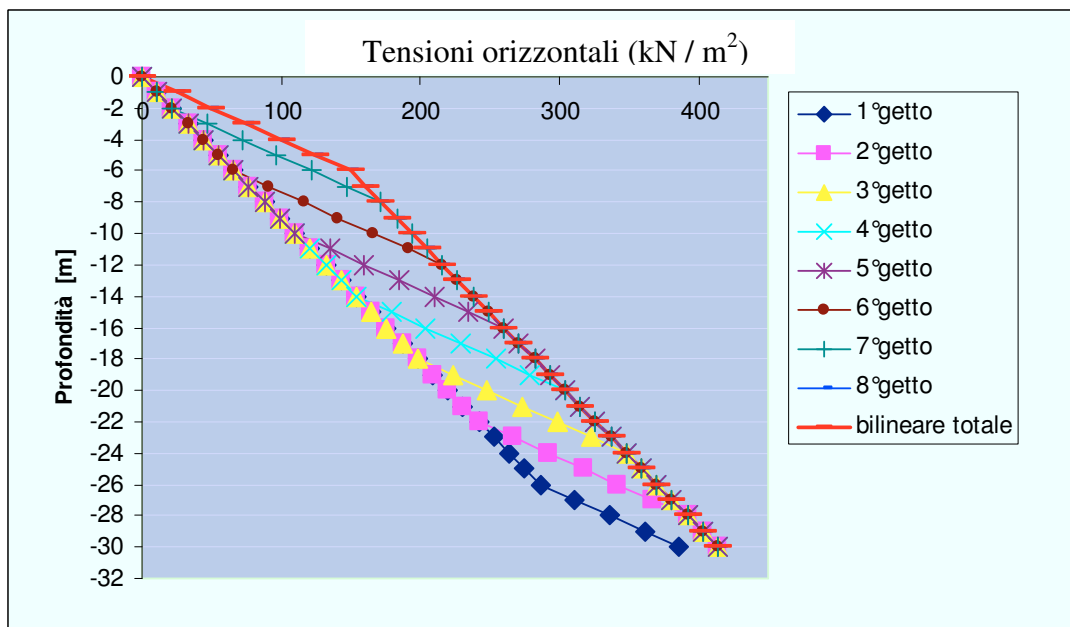


Figura 230. Diagrammi delle tensioni orizzontali esercitate da fango e calcestruzzo in diverse fasi di getto

Nelle analisi in cui si è simulata la presenza del CSM, è stata considerata trattata la zona adiacente alla paratia fino ad uno spessore di 60 cm di distanza sia dall'ala che dall'anima dei pannelli, considerando sempre trattati gli spazi compresi tra le anime di due diversi pannelli, si è considerato il terreno consolidato fino ad una profondità di 6m.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei terreni e dei materiali strutturali utilizzate, la notazione utilizzata è quella del codice agli elementi finiti Plaxis (vedi manuali).

- terreno: $modello = HS$
 $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$;
 $\gamma^{unsat} = 14 \text{ kN/m}^3$;

$$\begin{aligned}
 c_{ref} &= 0,1 \text{ kN/m}^2; \\
 \phi' &= 36^\circ; \\
 E_{50}^{ref} &= 30000 \text{ kN/m}^2; \\
 E_{oed}^{ref} &= E_{50}^{ref}; \\
 E_{ur}^{ref} &= 3 \times E_{50}^{ref}; \\
 \nu_{ur} &= 0,2; \\
 p^{ref} &= 100 \text{ kN/m}^2; \\
 m &= 0,5; \\
 K_0^{nc} &= 0,412;
 \end{aligned}$$

- trattamento CSM: *modello = MC*

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sat} &= 17,2 \text{ kN/m}^3; \\
 c_{ref} &= 343 \text{ kN/m}^2; \\
 \phi' &= 36^\circ; \\
 E^{ref} &= 1000000 \text{ kN/m}^2; \\
 \nu_{ur} &= 0,2;
 \end{aligned}$$

- pannello: *modello = Elastico Lineare*

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sat} &= 25 \text{ kN/m}^3; \\
 E^{ref} &= 30000000 \text{ kN/m}^2; \\
 \nu_{ur} &= 0,15;
 \end{aligned}$$

- terreno: *modello = MC*

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sat} &= 18 \text{ kN/m}^3; \\
 \gamma^{unsat} &= 14 \text{ kN/m}^3; \\
 c_{ref} &= 0,1 \text{ kN/m}^2; \\
 \phi' &= 36^\circ; \\
 E^{ref} &= 54540 \text{ kN/m}^2; \\
 \nu_{ur} &= 0,2; \\
 K_0^{nc} &= 0,412.
 \end{aligned}$$

Si riportano di seguito gli spostamenti causati dall'installazione della paratia e dallo scavo principale. Nei casi tridimensionali tali spostamenti sono stati presi in asse al pannello centrale, quelli orizzontali ad una distanza di 0,3 m dall'anima della paratia, quelli verticali al pano campagna.

In figura 231 si osserva che benché nelle immediate vicinanze dei pannelli ci sono differenze di spostamenti muovendosi parallelamente alla paratia, allontanandosi da questa tali differenze vanno annullandosi. Tali differenze sono da addebitarsi alla

sequenza costruttiva dei tre pannelli ed ad effetti tridimensionali.

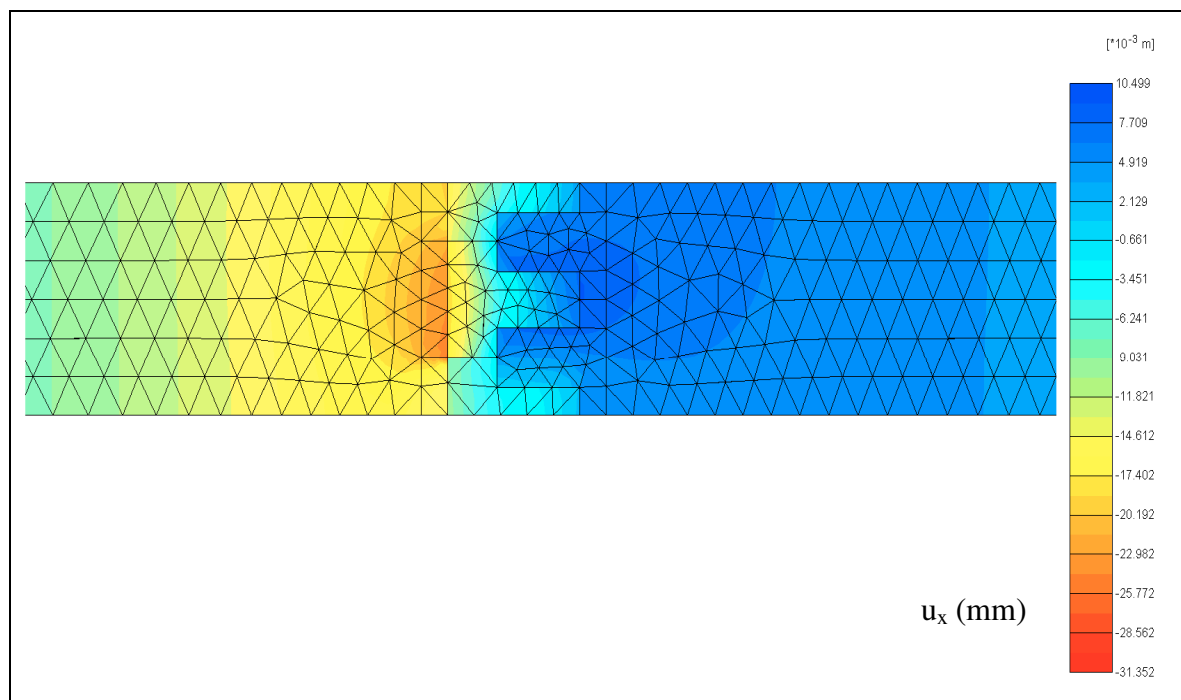


Figura 231. Spostamenti orizzontali in una sezione orizzontale del terreno

Nelle figure da 232 a 238 si riportano i diagrammi degli spostamenti orizzontali.

Si notano, come ci si aspettava, maggiori spostamenti nei casi 2D rispetto agli analoghi 3D.

Si osserva che il CSM dà un miglioramento, anche se non di notevole entità, al comportamento dell'opera.

Nelle figure 232 e 236 sono riportati gli spostamenti causati dalla realizzazione della paratia, alle spalle della stessa e lungo tutta la sua lunghezza (da + 50 m a + 20 m). In figura 233 si mostra che tali spostamenti continuano anche al di sotto della paratia.

Si hanno spostamenti orizzontali verso il terreno causati dalla realizzazione della paratia, spostamenti di verso opposto causati dallo scavo principale.

Nei casi in cui si è simulata la realizzazione della paratia si osservano spostamenti finali, in seguito allo scavo principale, generalmente rivolti verso il terreno mentre nei casi WIP spostamenti rivolti verso lo scavo (figure 234 e 237).

Nei casi tridimensionali in cui si è simulata la realizzazione della paratia si osservano spostamenti finali in superficie rivolti verso lo scavo, in profondità rivolti verso il terreno.

Ciò non sorprende considerando che nei casi 3D i movimenti verso il terreno dovuti all'installazione della paratia non sono molto grandi e che in seguito allo scavo principale la

paratia libera si comporta come una mensola avendo spostamenti maggiori al piano campagna e rivolti verso lo scavo.

Nei casi in cui il terreno è considerato MC, modellando la costruzione della paratia, si osservano spostamenti dovuti al solo scavo principale maggiori che non modellandola (figura 235).

Ciò è dovuto al fatto che, nel problema studiato, il calcestruzzo spinge più del fango quindi in seguito all'installazione della paratia le tensioni orizzontali del terreno sono maggiori che precedentemente. A causa di tali tensioni maggiori si hanno spostamenti maggiori come noto in letteratura. Tale fenomeno è più evidente nel caso 2D perché in quello 3D si ha una ridistribuzione tridimensionale delle tensioni trasmesse dal calcestruzzo al terreno, tali "sovratensioni" nel caso 3D vanno annullandosi con la distanza molto più rapidamente che nel caso 2D.

Se si utilizza l'HS quanto appena detto non ha più una validità generale: nel caso 2D si osservano spostamenti dovuti al solo scavo principale maggiori simulando l'istallazione mentre nel caso 3D non simulandola (figura 238). Quanto osservato per il caso 3D può inizialmente sorprendere, ma può essere spiegato dalla variabilità della rigidezza del terreno con la deformazione ed in fase di carico e scarico e ai complessi percorsi di carico che seguono gli elementi di terreno in tali problemi (considerando la paratia WIP durante lo scavo principale si ha un maggior numero di elementi di terreno che plasticizza comportandosi così meno rigidamente); altro fattore che può contribuire in tal senso è l'attrito tra terreno e paratia la cui risultante è maggior simulando la realizzazione della paratia che non simulandola.

Per i casi WIP 3D e 2D a priori ci si aspettava spostamenti uguali avendo le 2 paratie la stessa rigidezza flessionale, invece si sono osservati spostamenti minori nel caso 3D. Ciò può essere semplicemente dovuto al fatto che, modellando i pannelli 3D, si ha una maggiore superficie di contatto tra terreno e paratia e quindi si risente maggiormente degli effetti dell'attrito..

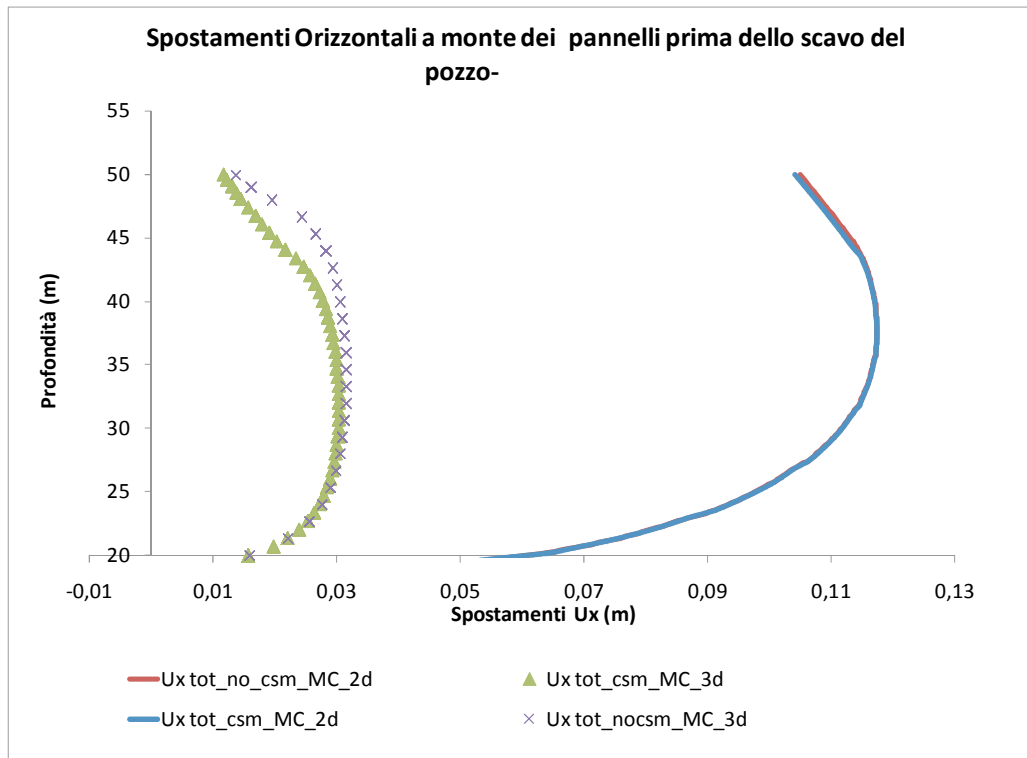


Figura 232. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dalla realizzazione della paratia (terrenoMC)

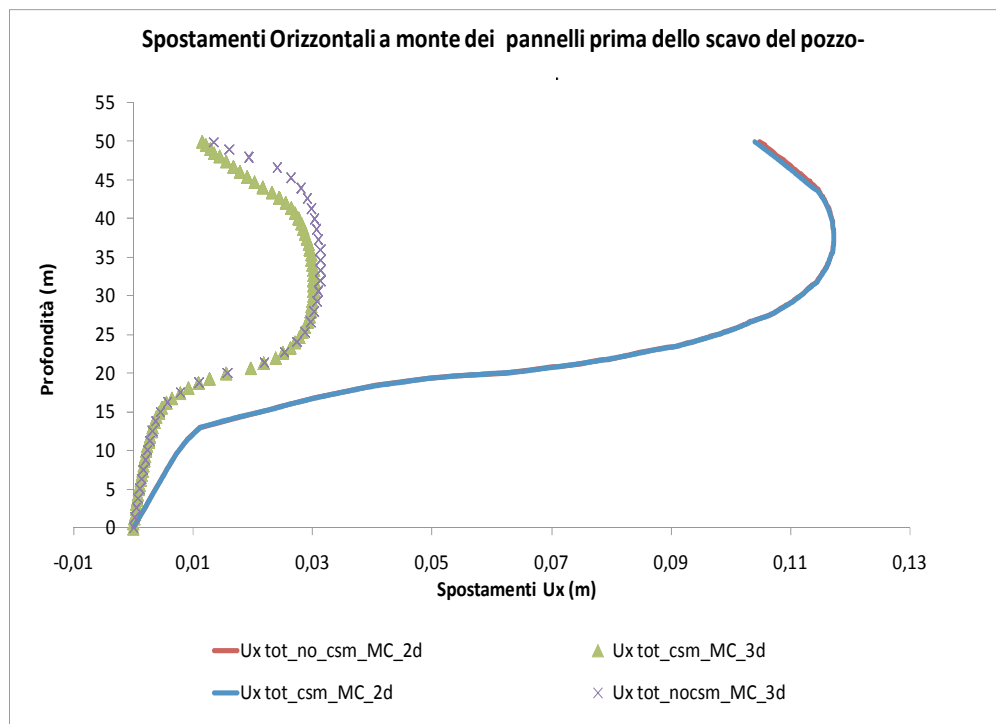


Figura 233. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dalla realizzazione della paratia (terreno MC)

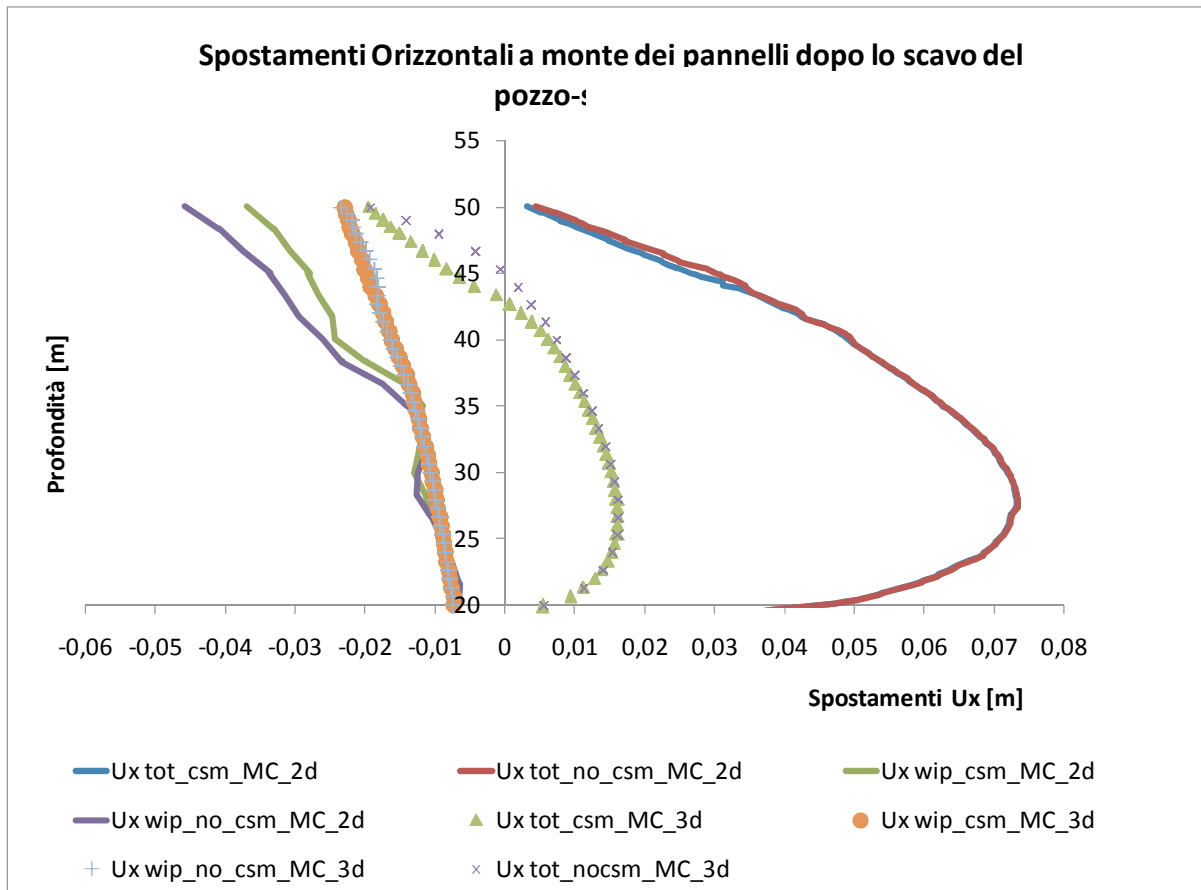


Figura 234. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati in seguito allo scavo principale (terreno MC)

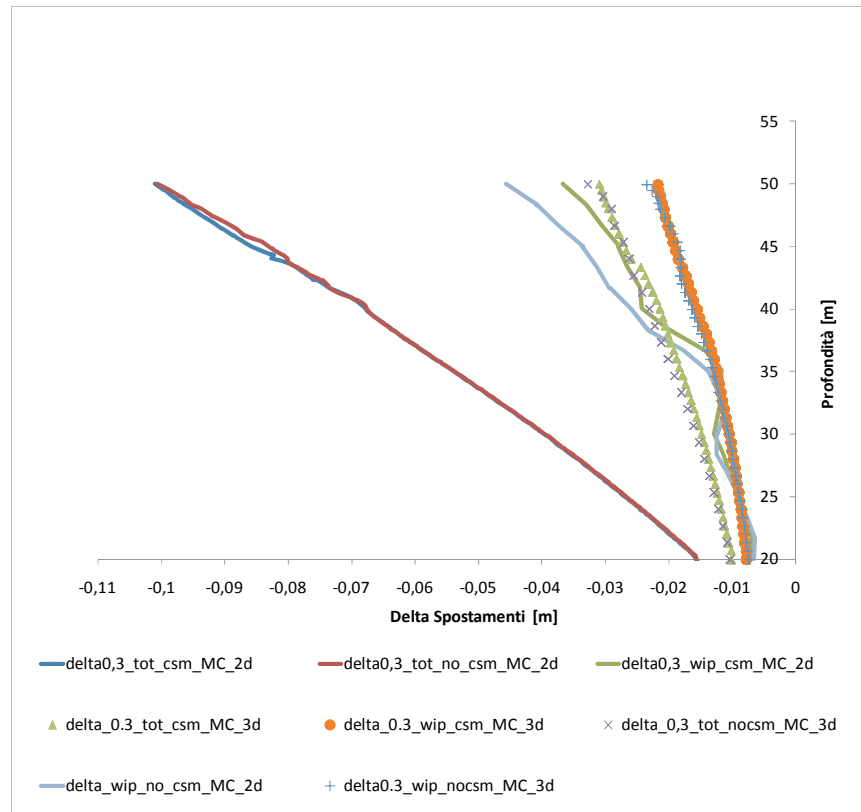


Figura 235. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dalla realizzazione dello scavo principale (terreno MC)

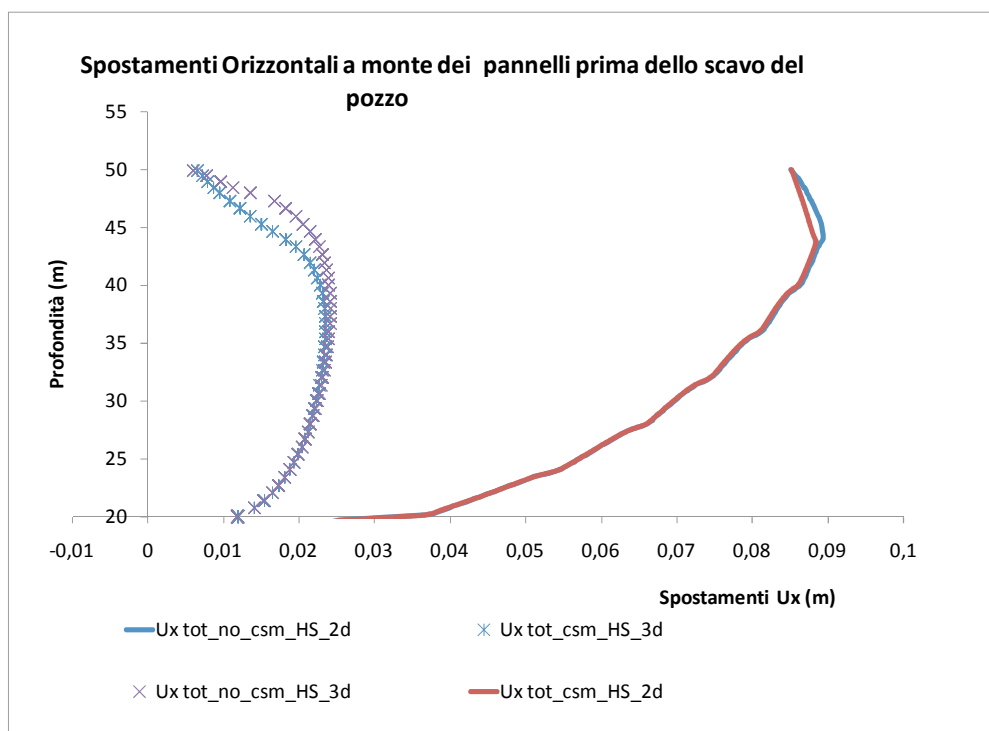


Figura 236. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dalla realizzazione della paratia (terreno HS)

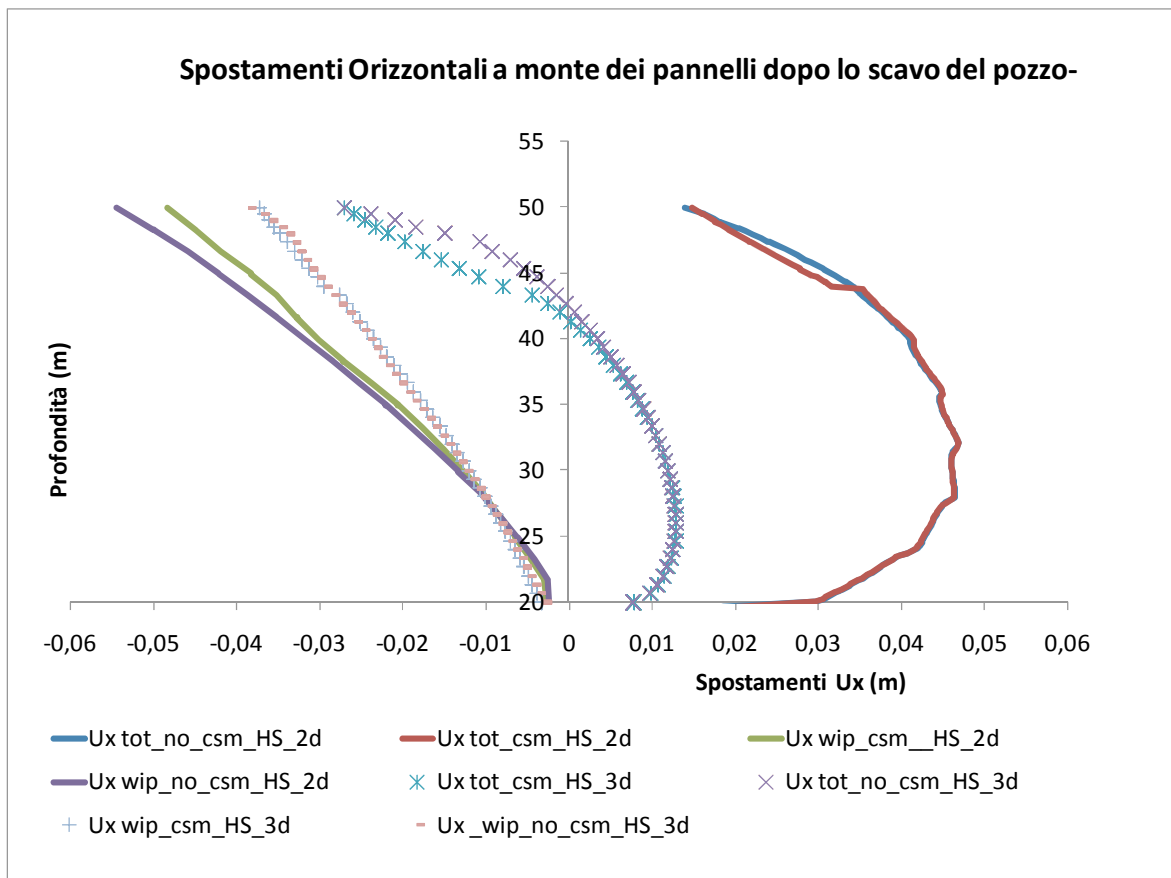


Figura 237. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) in seguito dello scavo principale (terreno HS)

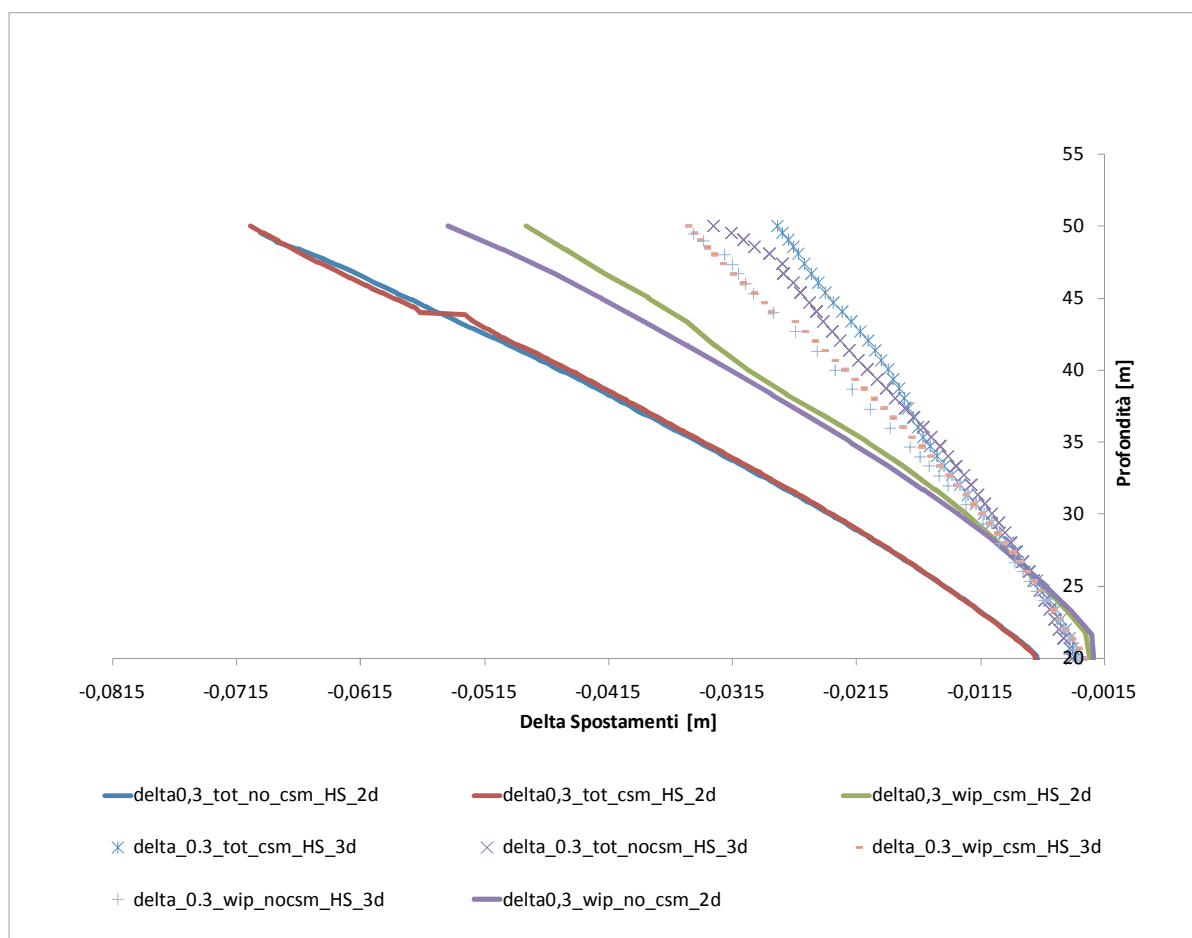


Figura 238. Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dalla realizzazione dello scavo principale (terreno HS)

Nelle figure 239 e 240 si riportano i diagrammi delle tensioni nella direzione ortogonale alla paratia del terreno dopo la realizzazione della paratia e dopo lo scavo principale.

Si riportano inoltre in tale grafico le tensioni orizzontali del terreno in condizioni a riposo, di spinta attiva o passiva (calcolate tramite le formule di Rankine). In seguito al getto del calcestruzzo si hanno tensioni superiori a quelle a riposo in corrispondenza della paratia, al di sotto di essa tali tensioni scendono al di sotto di quelle litostatiche. In seguito allo scavo principale, la parte superiore del terreno va a rottura per spinta attiva.

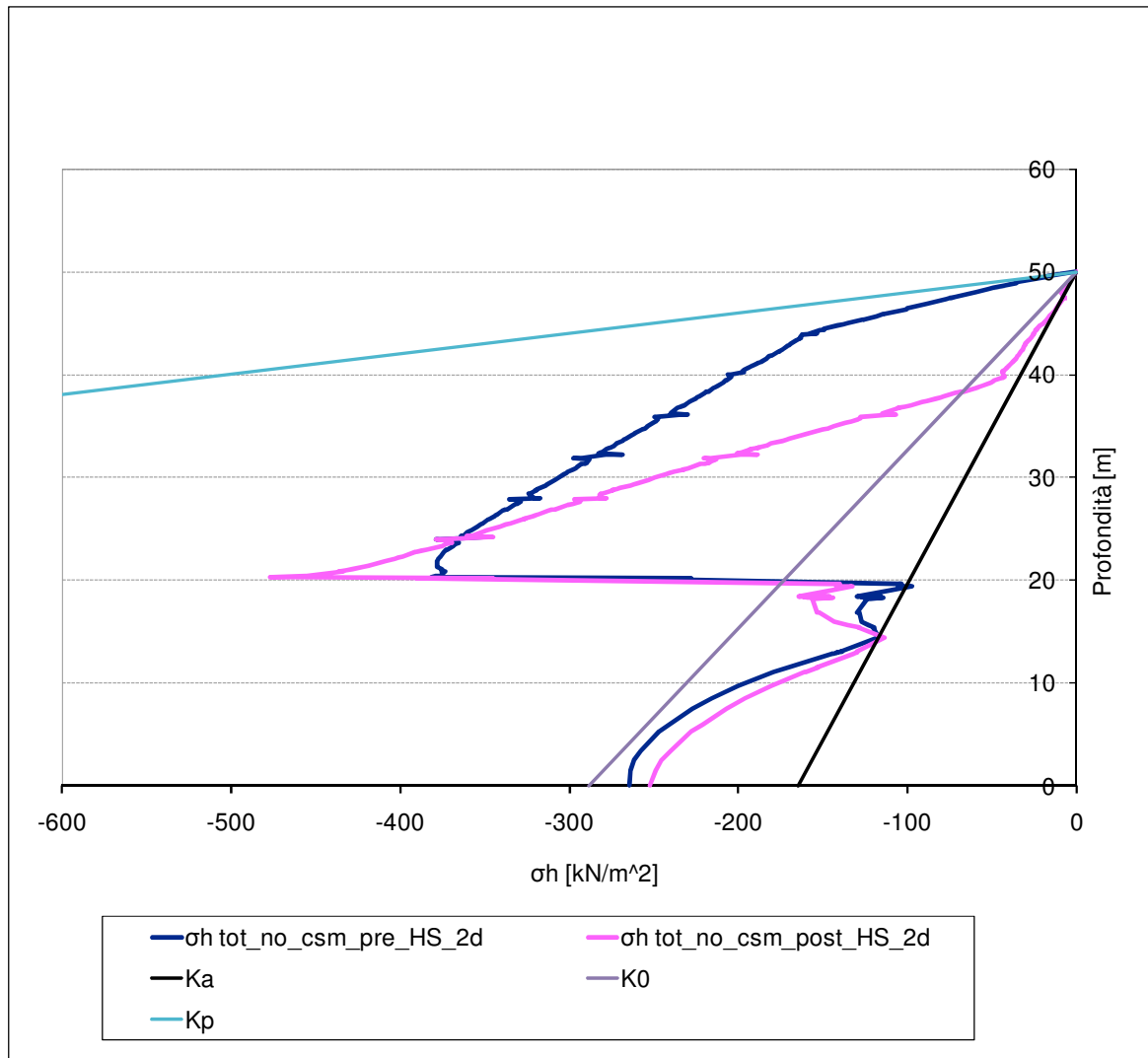


Figura 239. Diagramma delle tensioni orizzontali del terreno dopo la realizzazione della paratia e dopo lo scavo principale 2D

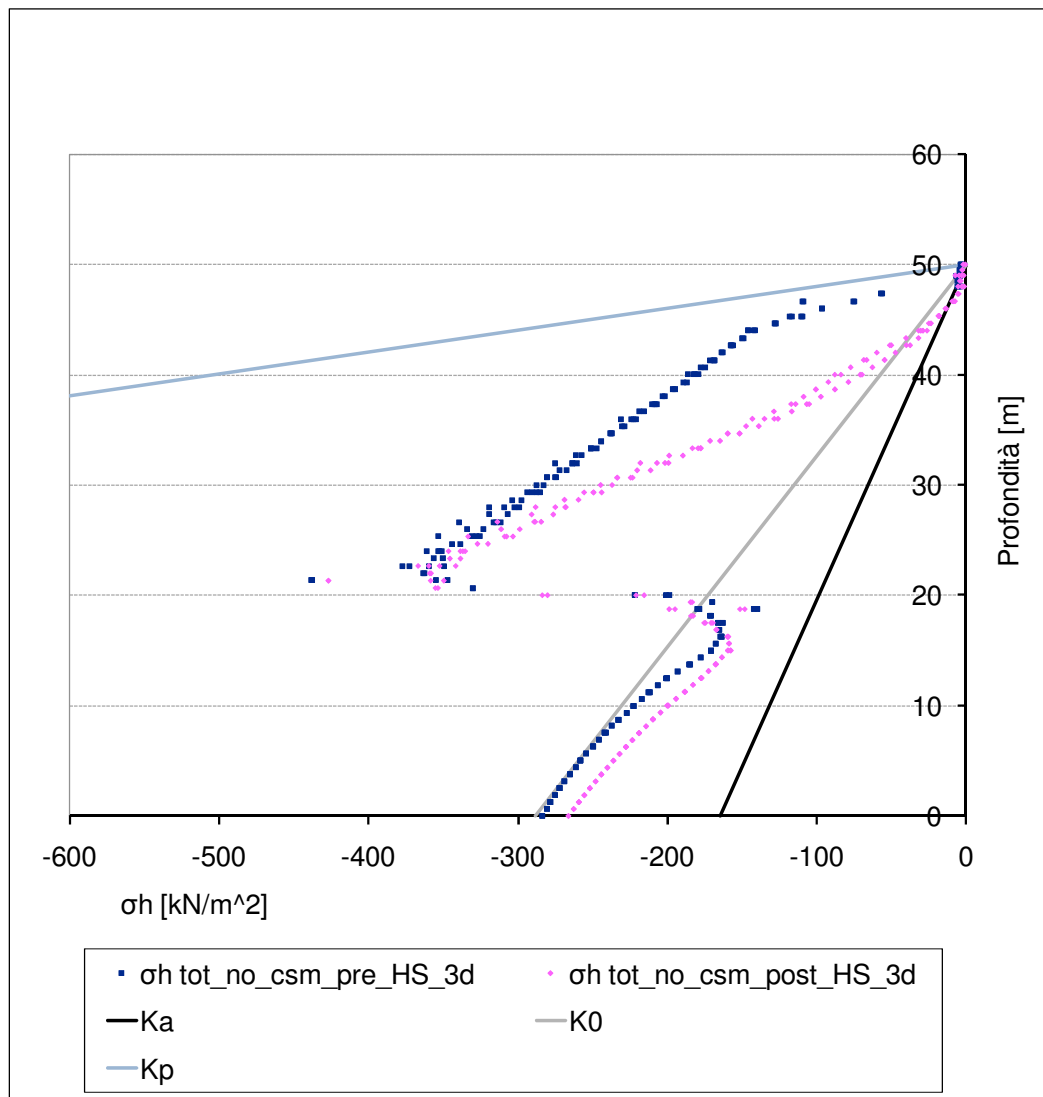


Figura 240. Diagramma delle tensioni nella direzione ortogonale alla paratia del terreno dopo la realizzazione della paratia e dopo lo scavo principale 3D

Dagli spostamenti verticali dei terreni a monte della paratia appare subito evidente, come noto in letteratura (Viggiani e Tamagnini, 1997), l'inadeguatezza di un modello quale MC per prevedere il profilo di subsidenza del terreno. Utilizzando un siffatto modello infatti si prevedono sempre sollevamenti del terreno, cosa che non viene riscontrata nei casi reali. L'HS riesce invece a restituire un profilo di subsidenza più simile a quelli osservati alle spalle di opere reali.

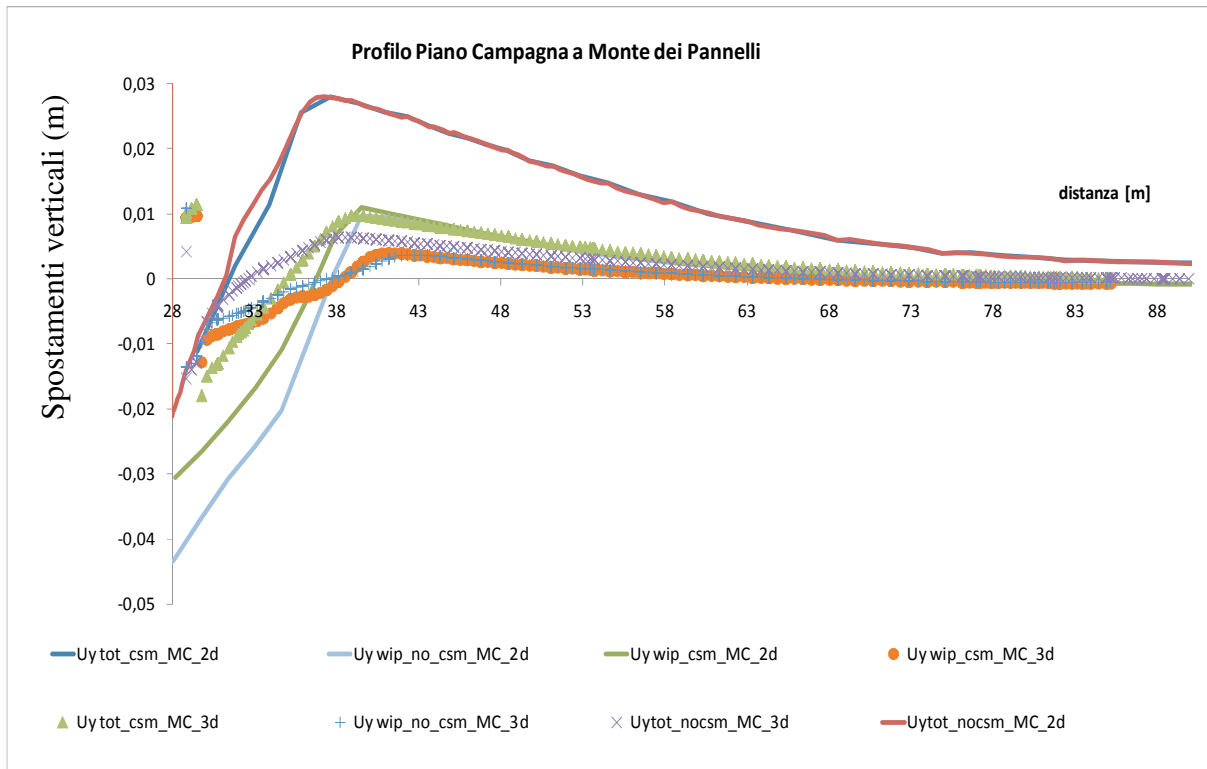


Figura 241. Profilo degli spostamenti verticali (terreno MC)

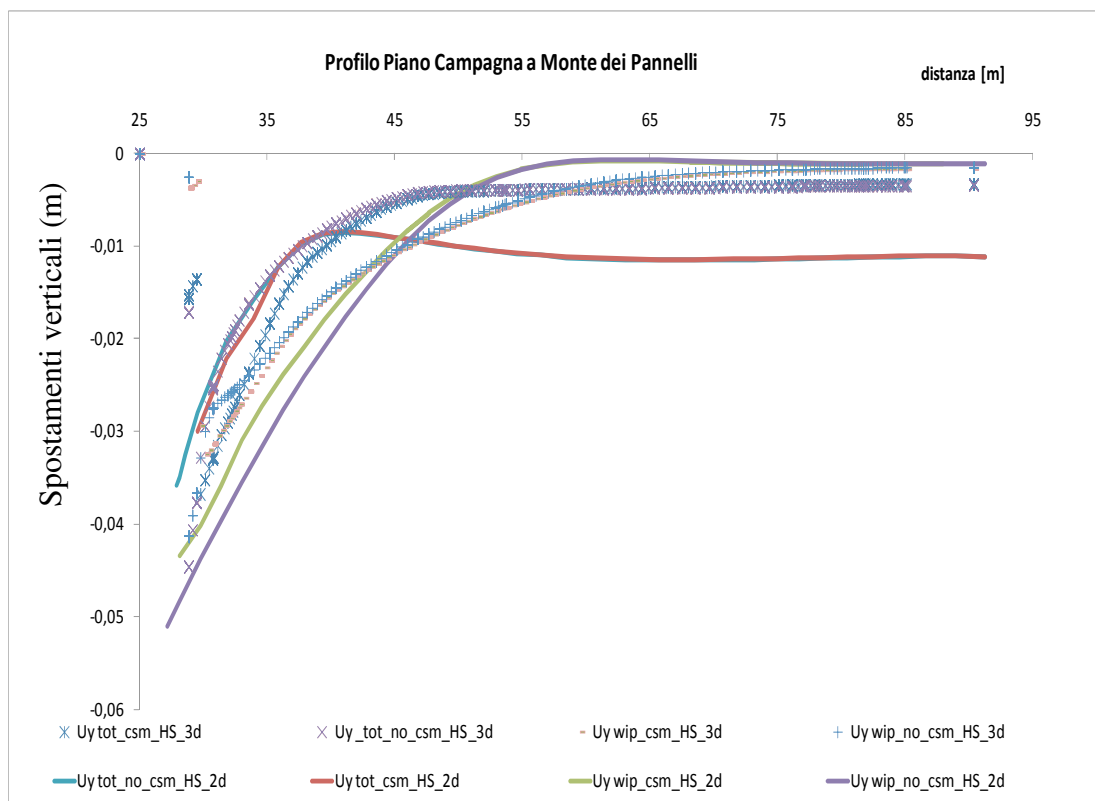


Figura 242. Profilo degli spostamenti verticali (terreno HS)

Si riportano di seguito i risultati della seconda serie di analisi in cui sono state fatte variare la rigidezza di scarico e ricarico ed il grado di sovraconsolidazione del terreno.

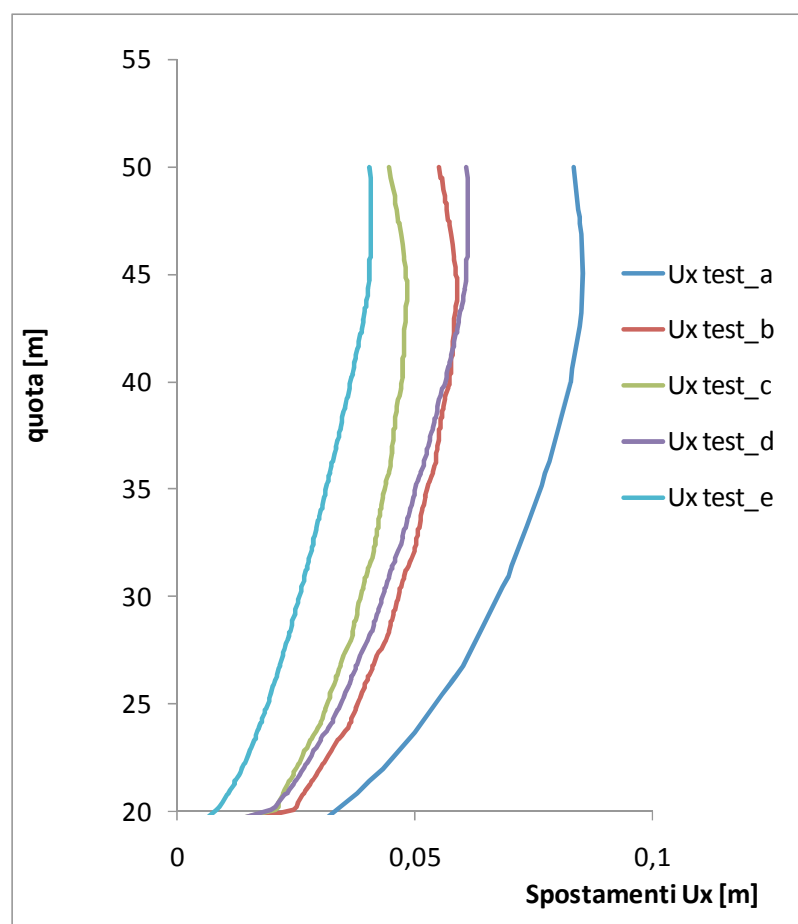


Figura 243. Spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia, 2D

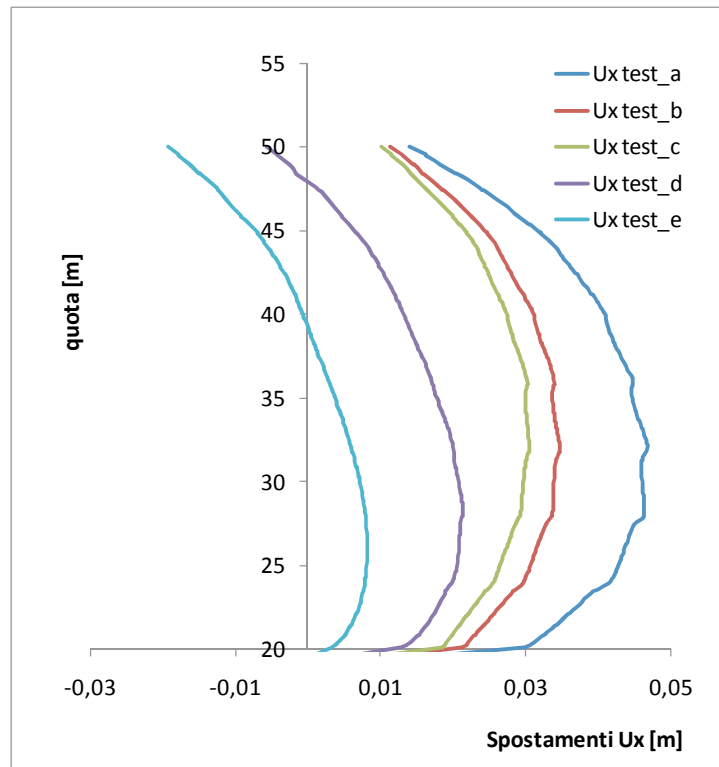


Figura 244. Spostamenti orizzontali in seguito allo scavo principale, 2D

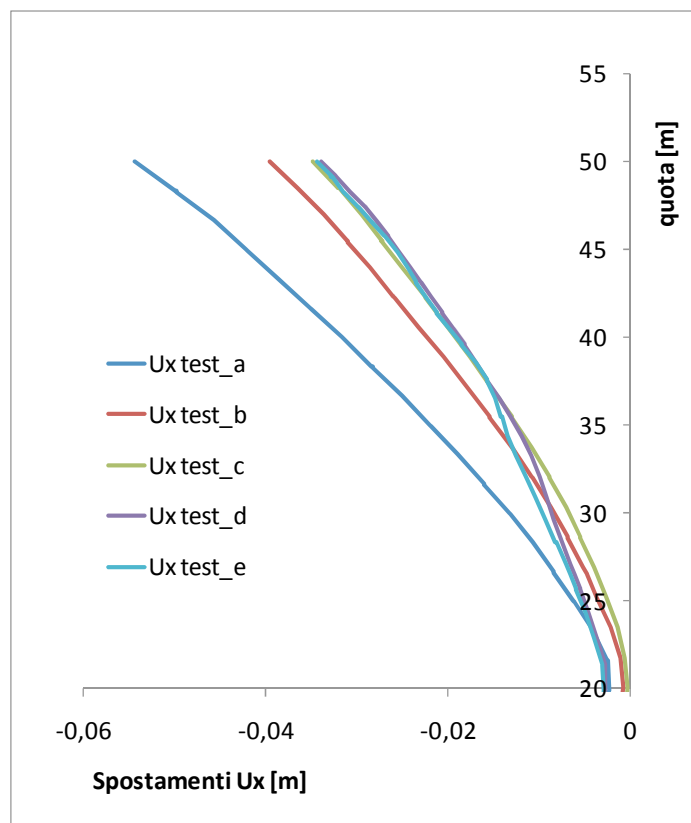


Figura 245. Spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale, 2D

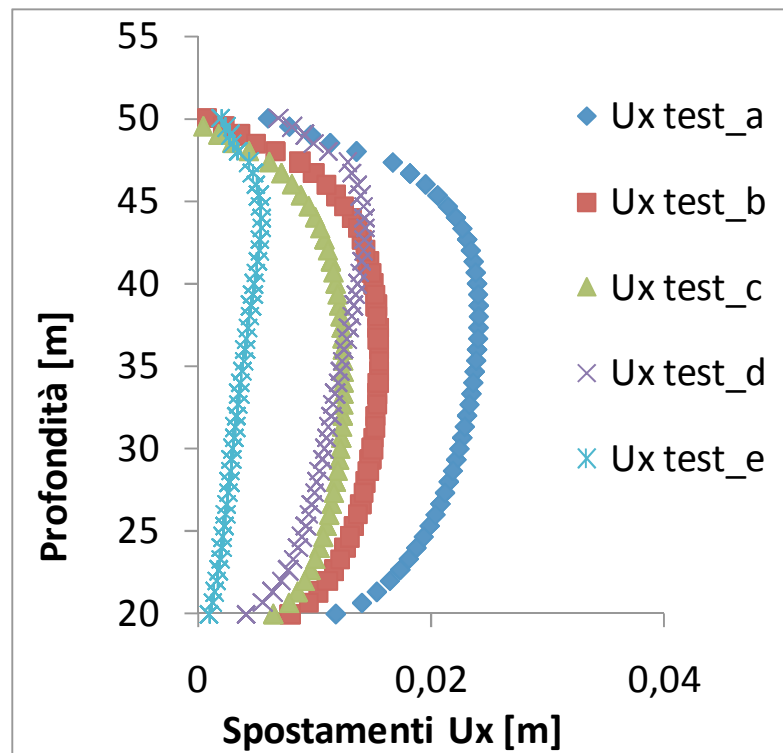


Figura 246. Spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia, 3D

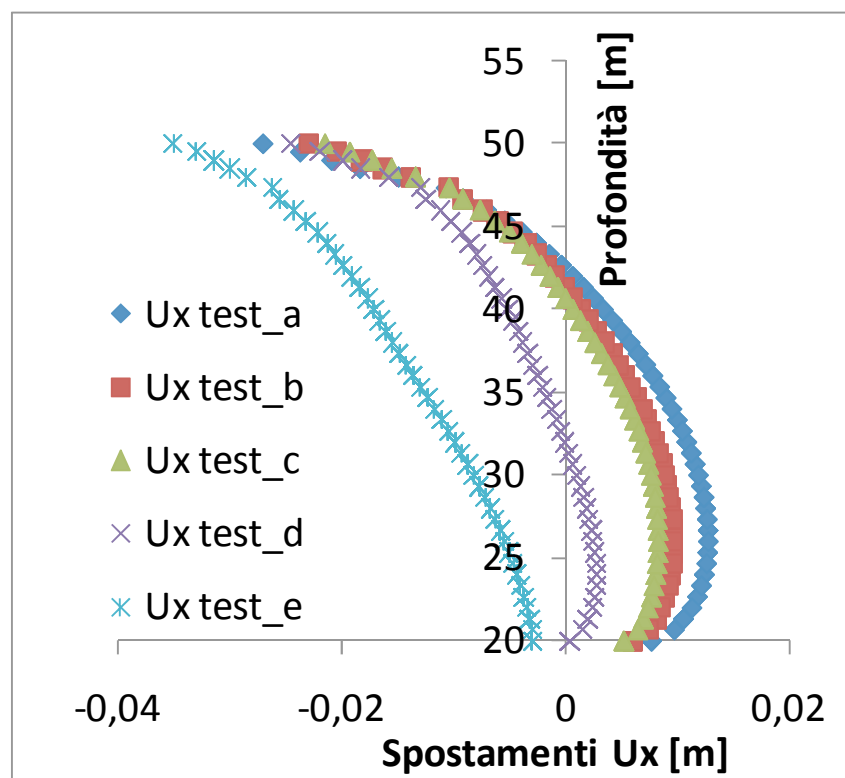


Figura 247. Spostamenti orizzontali in seguito allo scavo principale, 3D

Nelle figure 248 e 249 si riportano i diagrammi dei momenti flettenti nei casi 2D.

Si osserva che, considerando la paratia WIP, si verificano momenti minori che simulandone la realizzazione, ciò è dovuto all'aumento di tensioni orizzontali causati dal getto del calcestruzzo.

Aumentando l'OCR aumenta indirettamente il valore di K_0 , questo porta ad un incremento delle azioni sulla struttura e quindi della sollecitazione flessionale. Succede però anche un altro fenomeno (passando ad OCR maggiori di 1) ossia l'incremento della rigidezza del terreno che diventa E_{ur} e ciò tendenzialmente fa diminuire la sollecitazione sulla struttura. Il fenomeno tra i due che avrà maggior peso detterà l'aumento o la diminuzione del massimo momento flettente all'aumentare dell'OCR.

Considerando i casi in cui si è modellata l'istallazione della paratia si vede come la curva relativa al *test a* (OCR = 1) sia compresa tra quella con $OCR = 2$ ed $OCR = 4$. Risulta inoltre, come ci si aspettava, che all'aumentare della sola rigidezza E_{ur} , la sollecitazione sulla paratia diminuisca a causa dell'irrigidimento che subisce il terreno.

Considerando i casi WIP invece si hanno i momenti minimi con $OCR = 1$ e massimi con $OCR = 2$, praticamente coincidenti questi al caso di $OCR = 4$ (in figura 249 non si distinguono).

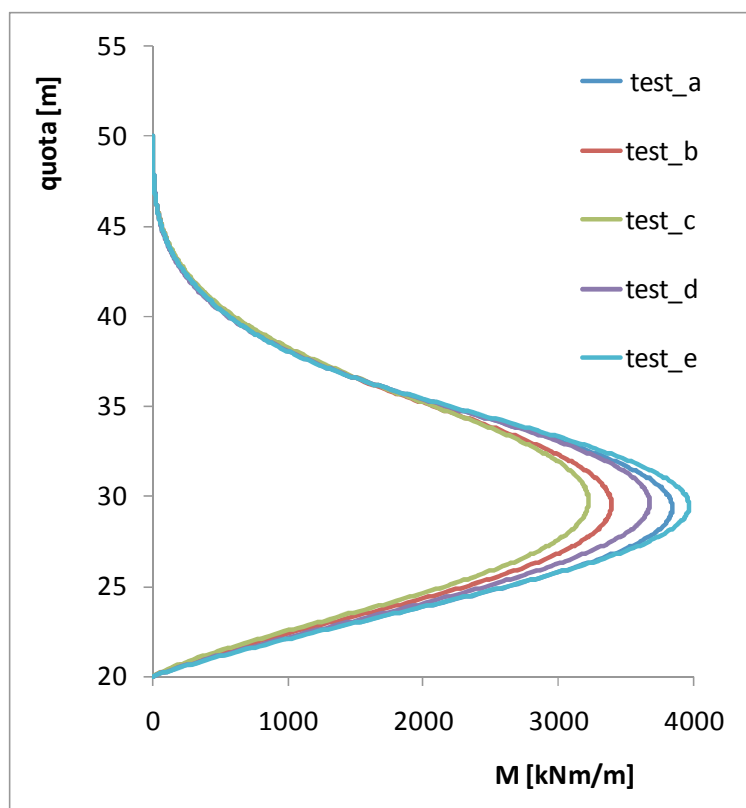


Figura 248. Diagrammi dei momenti flettenti nei casi in cui si è simulata la realizzazione della paratia

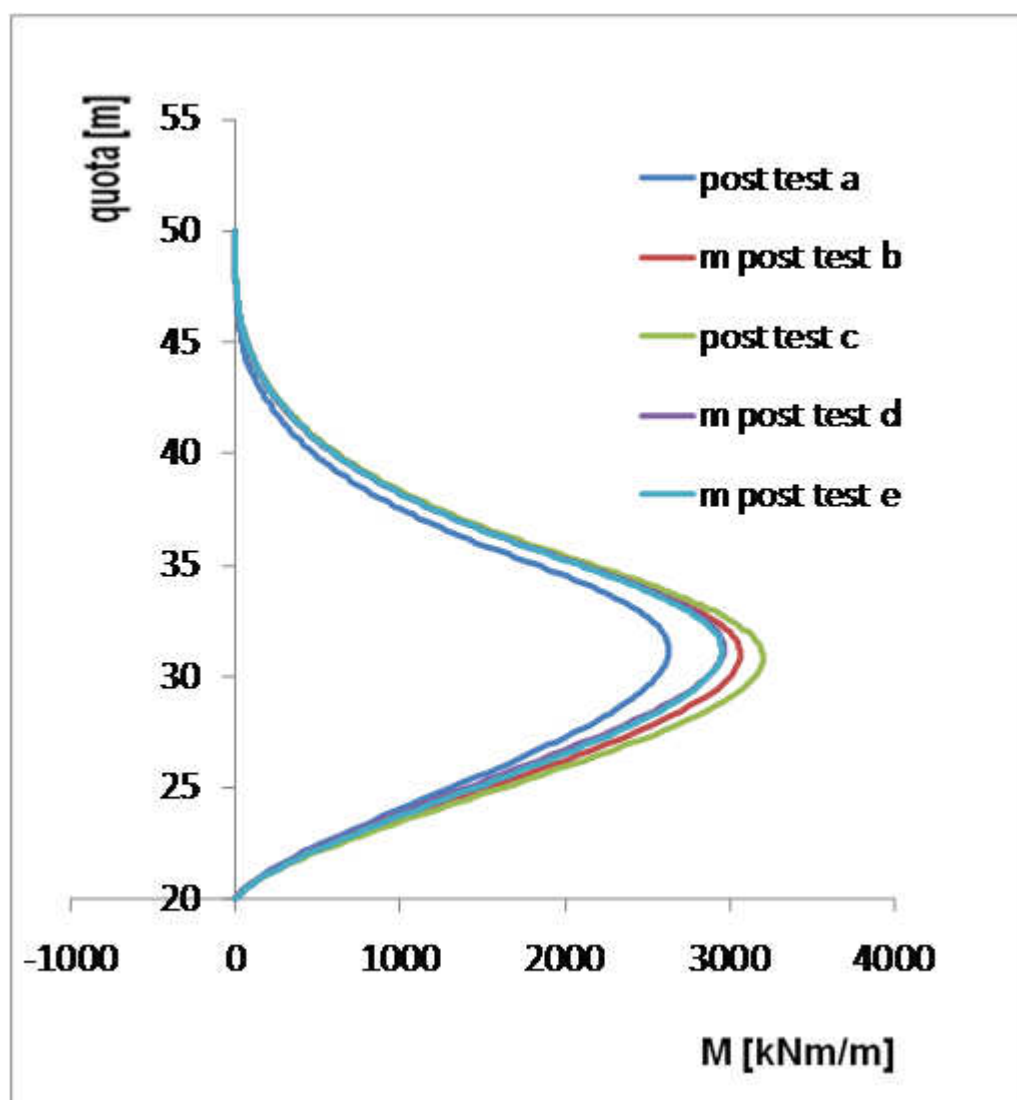


Figura 249. Diagrammi dei momenti flettenti nei casi WIP

In figura 250 si riportano i profili degli spostamenti verticali causati dall'installazione della paratia.

Si osserva che in alcuni casi tali spostamenti sono rivolti verso il basso in altri casi verso l'alto. Si ricordi che gli spostamenti orizzontali sono sempre rivolti verso il terreno.

Per avere una visione di insieme migliore è stata eseguita un'ulteriore analisi 3D in cui il terreno è stato considerato elastico lineare.

Considerando analisi 2D, simulando il terreno come MC o come HS con grado di sovraconsolidazione maggiore di 1 si osservano spostamenti verso l'alto; considerando HS con OCR=1 si hanno spostamenti verso il basso.

Considerando analisi 3D, simulando il terreno come MC, come HS con grado di sovraconsolidazione maggiore di 1 o come elastico lineare, si osservano spostamenti che,

nelle vicinanze del pannello, sono verso il basso mentre, oltre una certa distanza, sono verso l'alto; considerando HS con OCR=1 si hanno spostamenti sempre verso il basso molto maggiori che negli altri casi.

de Wit et al. (2002), misurano spostamenti orizzontali e verticali causati dalla realizzazione di una paratia (in argille tenere), gli spostamenti orizzontali sono diretti verso il terreno, gli spostamenti verticali in prossimità della paratia sono rivolti verso il basso, ad una certa distanza verso l'alto.

Osservazioni simili sono state fatte anche da Conti et al. (2010), che hanno studiato, tramite analisi FEM, la realizzazione di una paratia di pannelli rettangolari in sabbie asciutte simulate tramite un modello ipoplastico.

I fattori che sembrano giustificare tali spostamenti verso il basso (mentre si sono avuti spostamenti orizzontali verso il terreno) possono essere vari: uno legato allo svilupparsi di deformazioni plastiche, uno legato ad un affetto di redistribuzione tridimensionale delle tensioni, in ultimo quello legato alla spinta verticale del calcestruzzo.

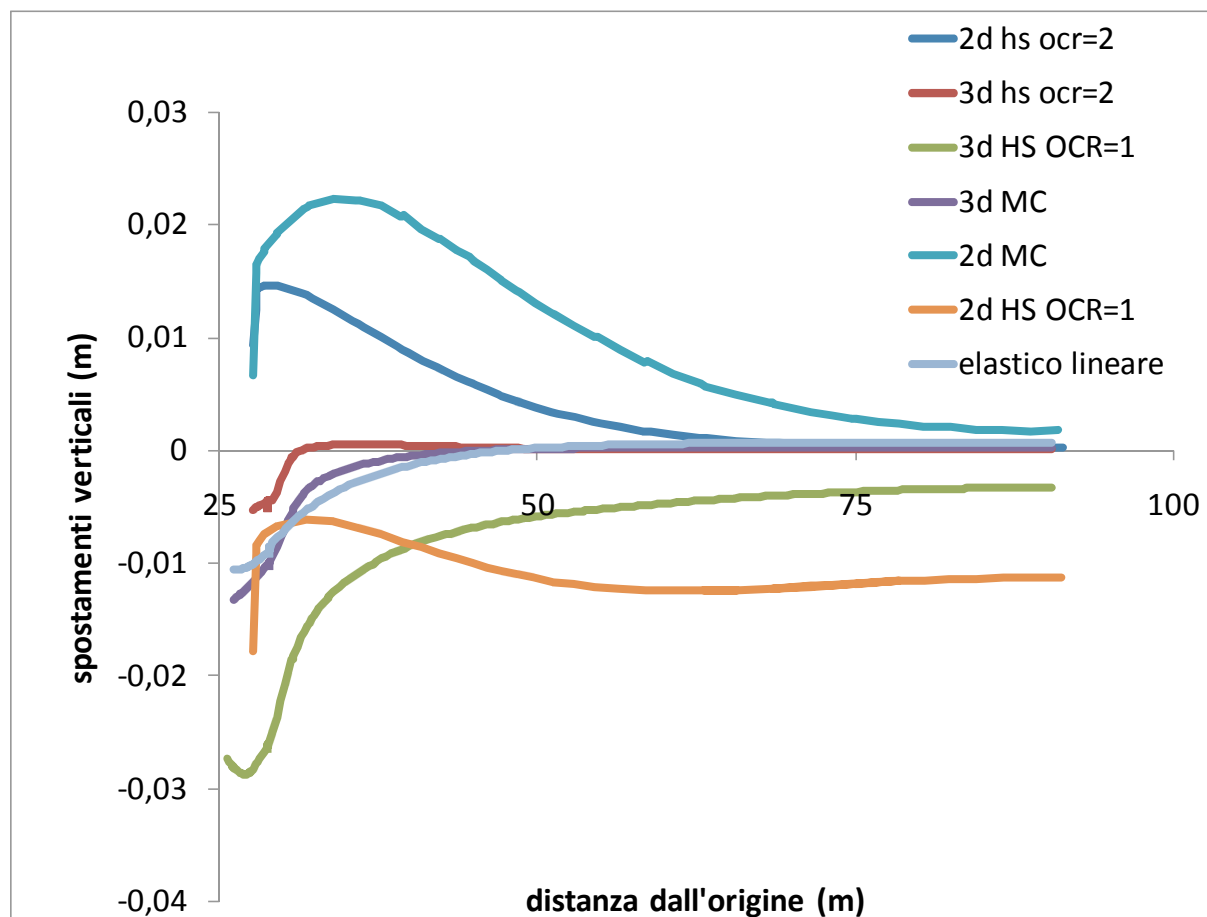


Figura 250. Spostamenti verticali causati dalla realizzazione della paratia

Modellando il problema tridimensionalmente, la redistribuzione delle tensioni alle spalle dei pannelli realizzati può essere considerata una delle cause dell'abbassamento del terreno.

Si riportano nella figure 151, 152 e 153 tre immagini che ci fanno vedere (alla profondità di 6 m e alla fine del getto del primo pannello) le zone in cui si ha una diminuzione delle tensioni orizzontali rivolte sia verso la direzione x (direzione parallela all'anima del pannello) sia verso la direzione z (direzione parallela all'ala del pannello) e l'aumento della tensioni lungo la direzione y (verticale).

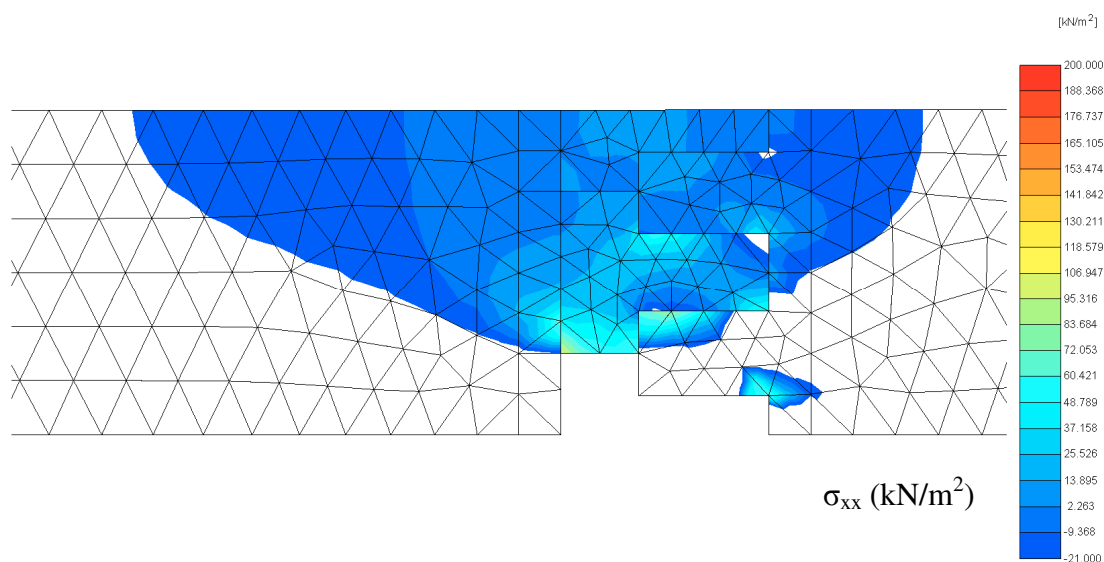


Figura 251. Zone in cui si ha un decremento della tensione σ_{xx}

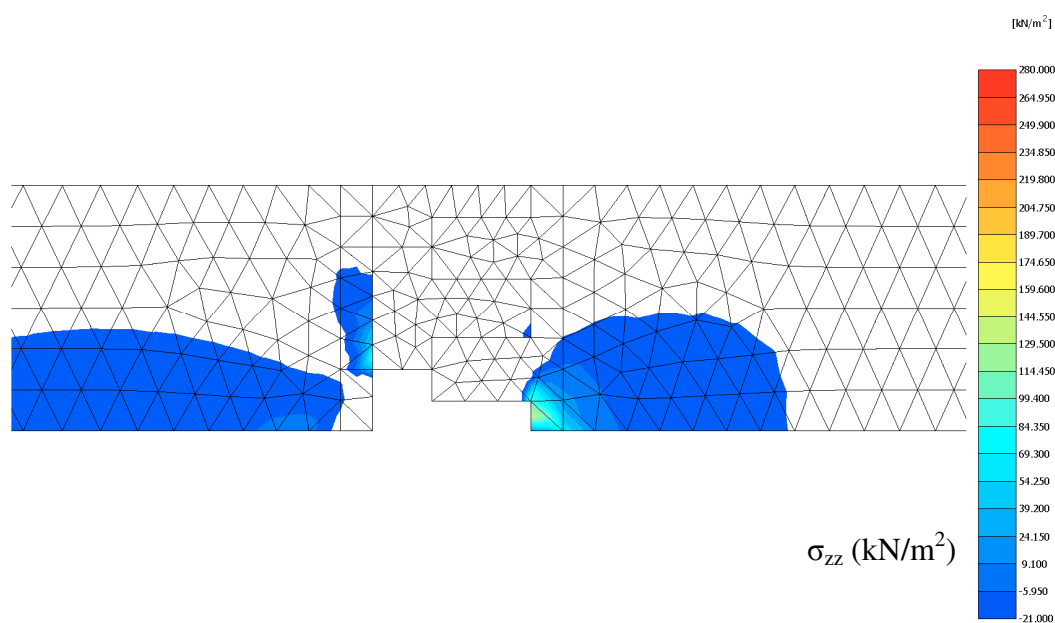


Figura 252. Zone in cui si ha un decremento della tensione σ_{zz}

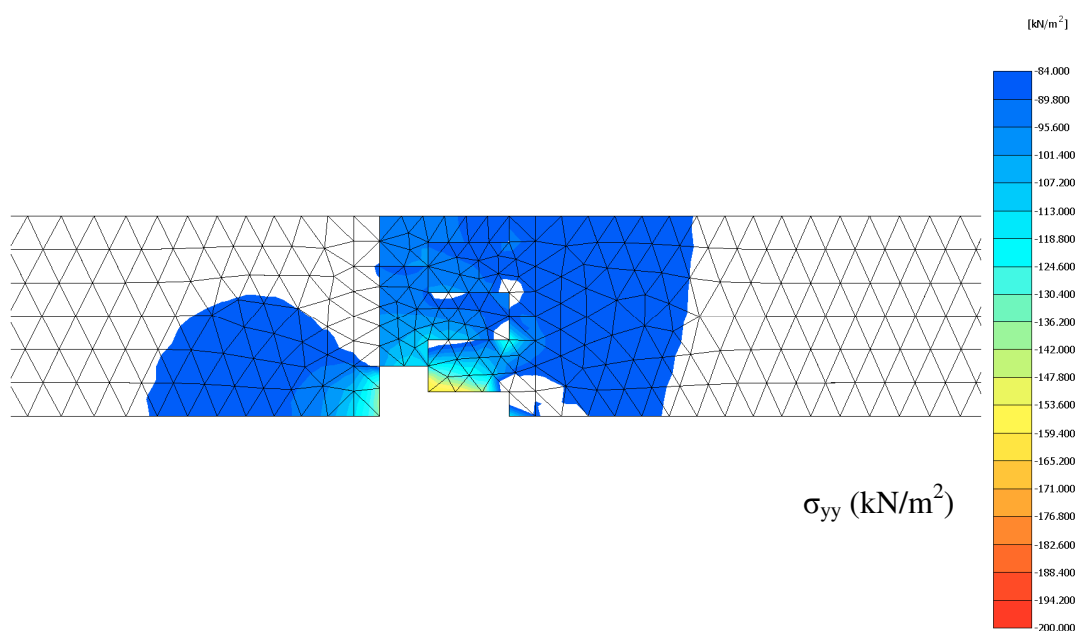


Figura 253. Zone in cui si ha un incremento della tensione σ_{yy}

Avendo simulato nelle analisi descritte in tale paragrafo la realizzazione della paratia pare opportuno confrontare i risultati di tali analisi con la formula proposta precedentemente.

Si può osservare che sebbene la formula riproduca abbastanza bene l'ordine di grandezza degli spostamenti previsti dalle analisi, l'andamento delle due non è del tutto analogo. In particolare secondo la formula tali spostamenti vanno riducendo con la distanza più velocemente di quanto osservato nelle analisi, per poi tendere a zero a distanza infinita, mentre per le analisi ciò succede prima.

Tale divergenza può essere dovuta sia ad errori della formula che dell'analisi. In particolare le analisi possono essere influenzate da 2 fattori: il fatto che i pannelli non vengono realizzati singolarmente (per la simmetria) può portare ad una meno rapida riduzione degli spostamenti con la distanza; il bordo estremo del volume di controllo non sembra essere adeguatamente lontano dalla paratia (a ciò non si può porre rimedi utilizzando il codice di calcolo Plaxis 3D in quanto si ha un limite nel massimo numero di elementi di volume utilizzati).

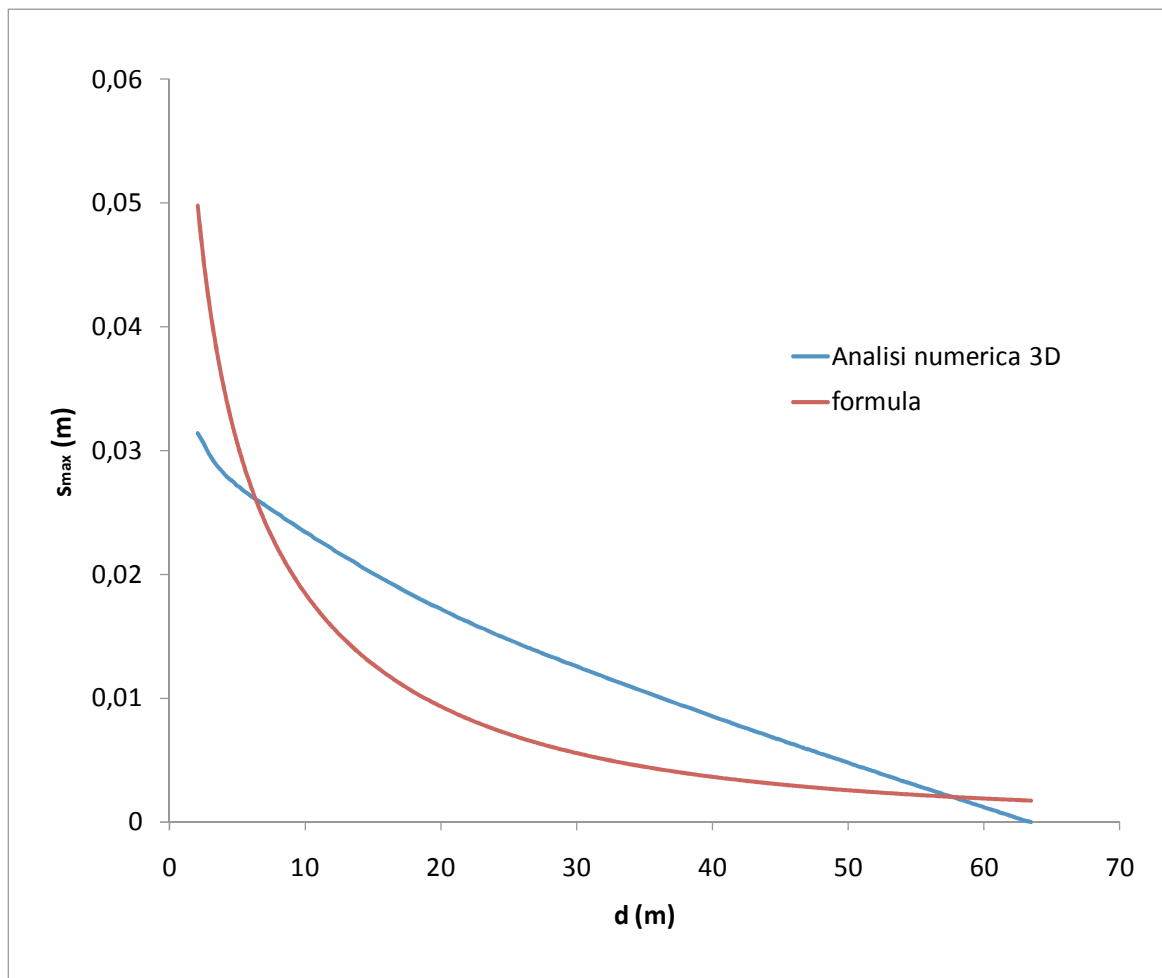


Figura 254. Massimi spostamenti orizzontali in funzione della distanza dalla paratia

Si riportano quindi i diagrammi validativi della formula empirica presentata al capitolo 3 ai quali si aggiungono i punti relativi alle analisi riportate in questo paragrafo. Tali punti sono riferiti ad analisi MC, 2D e 3D a distanza di 2, 4 e 12 m dalla paratia.

Si vede come anche per tali casi la formula sembra prevedere adeguatamente l'ordine di grandezza degli spostamenti orizzontali.

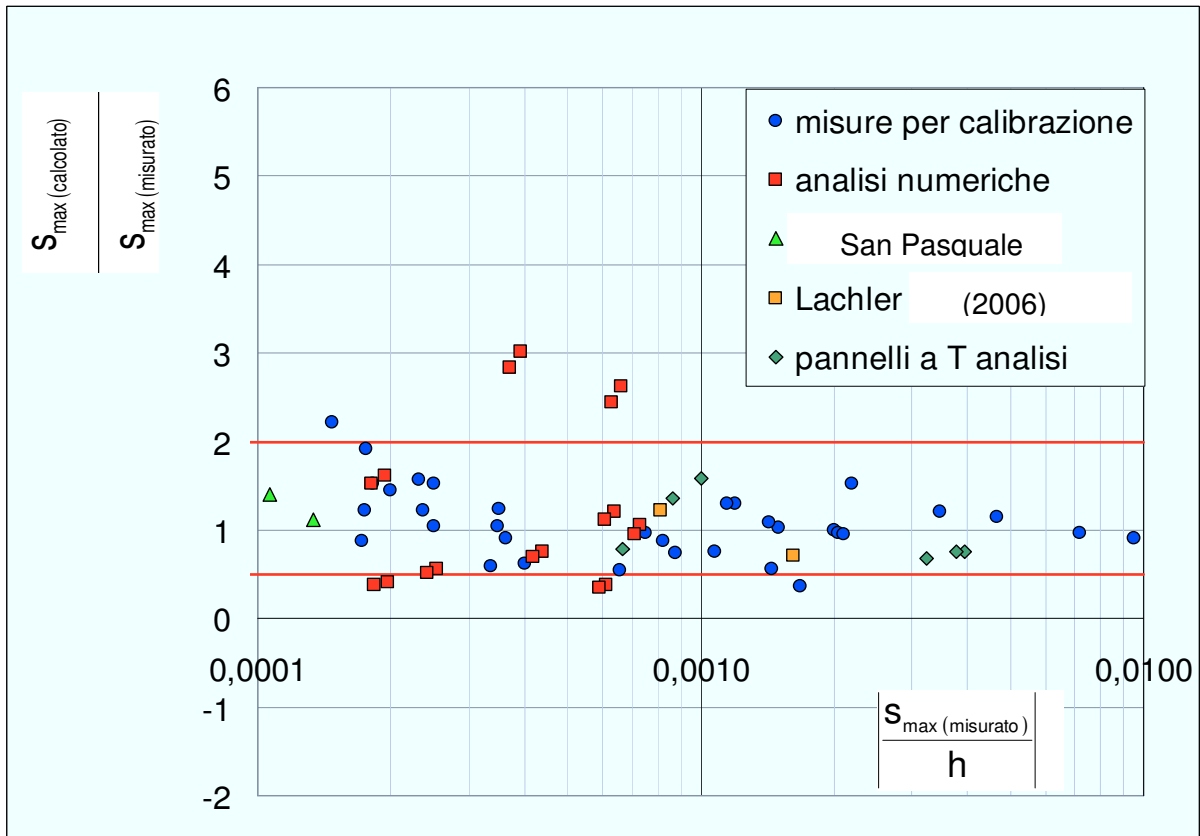


Figura 255. Rapporto tra lo spostamento massimo calcolato e misurato in funzione di quello adimensionalizzato

6 Conclusioni

In questa tesi si sono indagati gli effetti indotti dalla realizzazione di scavi profondi a cielo aperto, argomento di notevole attualità soprattutto per scavi in ambiente urbano.

Il lavoro si è posto vari obiettivi:

1. Presentare un quadro generale sulle conoscenze pregresse sugli scavi profondi a cielo aperto, facendo una panoramica sia delle evidenze sperimentali sia sui metodi utilizzabili per studiare tali problemi.
2. Apportare un contributo ulteriore alle conoscenze tramite la raccolta di nuove misure in sito.
3. Proporre semplici metodi empirici per la stima dei massimi spostamenti indotti dalla realizzazione di scavi profondi.
4. Migliorare la conoscenza dei meccanismi associati alla realizzazione di scavi profondi sostenuti da paratie di pannelli di diversa forma tramite analisi agli elementi finiti.

Il primo obbiettivo è stato perseguito tramite una attenta e critica analisi della letteratura. In particolare si è osservato che, con il passare degli anni e quindi con il miglioramento delle tecniche costruttive, gli spostamenti dovuti allo scavo principale (normalizzati rispetto alla profondità massima di scavo) si sono progressivamente ridotti. Questo rende utile approfondire la conoscenza di alcuni aspetti apparentemente di dettaglio, come ad esempio gli spostamenti causati dalla realizzazione delle opere di sostegno stesse, che risultano non trascurabili e spesso simili a quelli relativi allo scavo principale. Siccome questi ultimi possono avere verso concorde o discorde con quelli causati dalla realizzazione delle opere di sostegno, l'effetto di questi in termini complessivi può essere rispettivamente malefico o benefico; in termini di sollecitazioni sulle opere di sostegno e su puntoni o tiranti eventualmente presenti, inoltre, le azioni reali possono essere molto diverse da quelle calcolate a partire da uno stato tensionale litostatico che di fatto non esiste mai a contatto con l'opera nel momento in cui si avvia lo scavo stesso.

Il secondo obbiettivo è stato perseguito tramite la raccolta di nuove misure (inclinometriche e topografiche) sia eseguite in prima persona, misurando gli spostamenti indotti dalla realizzazione del parcheggio sotterraneo di largo Celebrano (Napoli) e delle

opere di sostegno della stazione metropolitana di San Pasquale (linea 6, Napoli), sia indirettamente, recuperando i dati relativi ai monitoraggi delle realizzazioni delle stazioni metropolitane di Università e Toledo (Russo, 2008). Tutte queste misure raccolte sono riferite ad opere situate a Napoli.

Per quanto riguarda la stazione San Pasquale, sono stati innanzitutto misurati gli spostamenti dovuti al trattamento dei terreni tramite CSM. A conoscenza dello scrivente, non si trovano in letteratura misure di spostamenti indotti dall'esecuzione di tale tecnica di consolidamento, che ha tra i suoi scopi quello di ridurre gli effetti deformativi nel terreno indotti dalle lavorazioni e che quindi deve essere attentamente studiato per verificarne la reale utilità. In seguito, sono stati misurati lungo alcune verticali gli spostamenti dovuti alla realizzazione della paratia di pannelli a T; anche per questa tipologia di lavori in terreni granulari non si conoscono casi già riportati in letteratura.

Il terzo obiettivo è stato seguito utilizzando due diverse strade. La prima è la proposta di una semplice formula empirica per la previsione dell'ordine di grandezza degli spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione della paratia. La seconda, con riferimento ai soli terreni del napoletano, la presentazione di abachi empirici per una stima approssimativa del massimo spostamento orizzontale della paratia, del massimo spostamento verticale del piano campagna, del profilo di subsidenza e dello spostamento orizzontale della testa della paratia indotti dalla realizzazione dello scavo principale.

Tali semplici strumenti sono utilizzabili immediatamente dal progettista, per una previsione preliminare di queste grandezze.

Il quarto obiettivo è stato perseguito tramite analisi numeriche sia bidimensionali che tridimensionali. E' stata eseguita una serie di analisi parametriche per meglio capire l'effetto che giocano vari fattori sulla stabilità dello scavo del singolo pannello. In particolare, si è messa in luce la notevole importanza che hanno le dimensioni del pannello sulla stabilità dello stesso. Si è messo in evidenza che la posizione della macchina operatrice rispetto al pannello può influenzare notevolmente la stabilità dello stesso, cosa questa mai considerata in letteratura. Generalmente, in cantiere non si pone attenzione alla posizione della macchina rispetto al pannello, ma dalle analisi risulta che posizionando la macchina in corrispondenza del potenziale cuneo instabile si possono notevolmente ridurre le condizioni di sicurezza rispetto al posizionarla al di fuori di questo.

Sono state infine eseguite analisi numeriche per meglio indagare i meccanismi che occorrono alle spalle di uno scavo, mettendo in evidenza la diversità di risposta simulando la realizzazione della paratia (in diversi modi) o non simulandola (approccio di calcolo tradizionale). Si è dimostrato, ad esempio, che studiando il problema piano simulando la realizzazione della paratia, le sollecitazioni sulla stessa sono poco dipendenti dal coefficiente di spinta a riposo, e dipendono di più ad esempio dall'altezza critica della distribuzione della spinta del calcestruzzo, grandezza sulla quale si hanno pochissime capacità di previsione. In questo contesto, si sono anche fatte vedere le differenze ottenute al variare del modello costitutivo del terreno e della geometria, cosa già affrontata in letteratura. In questa sede, però, il lavoro è stato svolto considerando il problema tridimensionale. Tra le altre cose, si è confermato quanto atteso e cioè che così facendo si osservano spostamenti molto inferiori che simulando il problema bidimensionalmente.

A parere dello scrivente, gli sviluppi futuri che l'attività di ricerca svolta dovrebbe avere, e su alcuni dei quali si è già iniziato a lavorare, sono:

- Verifica dell'affidabilità delle misure inclinometriche ed eventuale introduzione di correzioni. Come già detto, infatti, i piccoli spostamenti misurati rispetto alla lunghezza della base di misura pone problemi di affidabilità di grande rilevanza, se si vuole fare affidamento su queste misure per un'interpretazione del comportamento delle opere
- Raccolta di ulteriori misure da scavi attualmente in corso (scavo principale di San Pasquale, Arco Mirelli, stazione AV di Bologna).
- Verifica numerica (analisi 3D) dell'effetto forma del pannello, che in fase realizzativi gioca un ruolo certamente determinante.

BIBLIOGRAFIA

- A.V.. (2001) - Manuale di ingegneria civile. Zanichelli/Esac
- A.V.. - Manuali di Plaxis
- Aversa S. (1997) – *Aspetti sperimentali e modellazione nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.239,287
- Bircolotti F.L., Capata A. (2007) *Linea Roma-Viterbo: realizzazione in area urbana delle discenderie di stazione a cielo aperto con profondità di 40 m sotto importanti battenti idraulici*. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica. pp. 161,168
- Boone S.J., Westland J. (2006) - *Building Estimating displacements associated with deep excavation*, Geotechnical aspect of underground construction in soft ground. London
- Boscardin M. D., Cording, E. J. (1989) - *Building Response to Excavation-Induced Settlement*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1, pp. 1-21.
- Brzakala W., Gorska K., (2008) *On Stability Analysis of Slurry-Wall Trenches*. Plaxis Bulletin 24
- Burland J.B., (1997) - *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*, Earthquake geotechnical engineering, Ishihara, Balkema (1997), pp. 1189–1201
- Burland J.B., Broms J.B., de Mello VFB (1977), *Behavior of Foundations and Structures*, SOA Report Session 2, Proceedings of 9th International Conference, SMFE, Tokyo, 2: pp. 495-546.
- Burland, J.B., Wroth, C.P. (1974), *Settlement of Buildings and Associated Damage*, SOA Review, Conference on Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press. London, pp. 611-654.
- Calvello M., Finno R.J. (4/2003) – *Modeling excavation in urban areas: effects of past activities*, Rivista Italiana di Geotecnica, pp.9,23.
- Caputo V. (1997) – *Evidenze sperimentali e monitoraggio di opere di sostegno*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.239,287
- Clayton C.R.I., Milititsky J., Woods R.I. (1993) – *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall Evangelista A.. *Appunti del corso di “Opere di Sostegno”*
- Clear C.A. Harrison T.A., (1985) – *Concrete pressure in formwork*, CIRIA, Report No. 108
- Clough G.W., O’Rourke T.D. (1990). *Construction Induced Movements of In-Situ Walls*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 25 – Design and Performance of Earth Retaining Structures, 439-470.
- Clough G.W., Smith E.M, Sweeney B.P. (1989). *Movement Control of Excavation Support Systems by Iterative Design*, Proceeding, ASCE, Foundation Engineering Congress: Current Principles and Practices, Vol. 2, 869-884.

- Conti R., de Sanctis L., Viggiani G.M.B. (2010) - *Numerical modelling of installation effects for diaphragm walls in sand*. Sottoposto a Geotechnique
- Day R.A., Potts D.M. (1998) – *Short communication the effect of interface properties on retaining wall behaviour*, International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, pp.1021,1033.
- Dei Svaldi A. (1/2002) – *Gli effetti della lunghezza del fronte negli scavi con diaframmi liberi in sommità*, Rivista Italiana di Geotecnica, pp.62,68.
- de Sanctis L., Mandolini A., Viggiani G.M.B. (2006) - *Finite element analysis of the excavation of the new Garibaldi station of Napoli underground*. In: Triantafyllidis Th. A.A. Balkema Publishers: Netherlands, London, pp. 57-67.
- de Wit J.C.W.M., Lengkeek H.J. (2002): *Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam*. Proc. Int. Sym. On Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, France
- Di Biaggio E., ROTI J. A. (1972). *Earth pressure measurements on a braced slurry-trench wall in soft clay*. Proceedings of 5-th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Madrid, vol. I, pp. 473-483
- Duncan J.M., Buchignani A.M., (1976) – *An engineering manual for settlement studies*. Department of civil Engineering, University of California, Berkeley, CA
- Ervin M.C., Benson N.D., Morgan J.R., Pavlovic N. (2004) – *Melbourne's Southbank Interchange: a permanent excavation in compressible clay*, Canadian Geotechnical Journal, pp. 861,876.
- Evangelista A. – *Appunti di opere di sostegno*, 223pp.
- Fenelli G.B., Pagano L. (1997) – *Modellazione del comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.209,236
- Fenelli G.B., Pagano L. (1997) – *Osservazioni sul comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici sciolti*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.237,258.
- Filz G.M. (2004): *Stability of Long Trenches in Sand Supported by Bentonite-Water Slurry*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 915-921.
- Finno R.J., Bryson L.S. (2002) – *Response of building adjacent to stiff excavation support system in soft clay*, Journal of Performance of Constructed Facilities, pp.10,20.
- Finno R.J., Roboski J.F. (2005) – *Three-dimensional responses of a tied-back excavation through clay*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp.273,282.
- Fox P. J. (2004). *Analytical solution for stability of slurry trench*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 749-757.
- Gatti G., Cividini (1978): *Interazione terreno-struttura di un diaframma in c.a. per la costruzione di un autosilo sotterraneo*. Atti del XIII Convegno Nazionale di Geotecnica Merano

Gatti G., Garassino A. L. (1989): *Determinazione sperimentale della portata laterale di pali trivellati in terreno granulare*. Atti del XVII Convegno Nazionale di Geotecnica Taormina 231-239

Gifuni G., Nicotera M.V., Pagano L. Ramondini M. (2007) *Monitoraggio di uno scavo in terreni piroclastici del napoletano*. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica. pp. 557, 563

Gouvenec S.M., Powrie W. (1999), *Three dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation*. Geotechnique 801 - 823

Griffiths D.V., P.A. Lane, (1999), *Slope Stability Analysis by Finite Elements*, Geotechnique, vol. 49, no. 3, pp. 387-403.

Hammah R.E., Yacoub T.E., Corkum B., Curran J.H. (2005) - *A Comparison of Finite Element Slope Stability Analysis With Conventional Limit-Equilibrium Investigation*. Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Saskatoon, Saskatchewan, Canada, September 2005

Jaky J., (1944): *The coefficient of earth pressure at rest*. J Soc. Hungarian Architects and Engineers, Budapest, 355-358

Imposimato S. (2/2002) – *Analisi numerica della realizzazione di uno scavo nel terreno sostenuto da una palancola*, Rivista Italiana di Geotecnica, pp.41,65.

Karlsrud K., Andresen L. (2005) – *Load on braced excavation in soft clay*, International Journal of Geomechanics, ASCE, pp.107,113.

Koutsoftas D.C., Frobenius P., Wu C.L., Meyershon D., Kulesza R. (2000): *Deformation during Cut-and-Cover Construction of MUNI Metro Turnback Project*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 344-359.

Lachler A., Neher H.P., Gebeyehu G. (2006): *A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam*. Numerical Modelling of Construction Process in Geotechnical Engineering for Urban Environment 83-95

Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert, M. (2007) - *Assessment of diaphragm wall stability and deformation*. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2, Madrid, Spain, pp. 1055-1060,

Ladd C.C., Foot R. (1974). *New design procedure for stability of soft clays*. J Geotech Eng Div, 763–786

L'Amante, D.; Flora, A.; Russo, G.; Viggiani, C.. (2010) - *An empirical prediction of maximum displacements caused by the construction of diaphragm wall panels*, Geotechnical Challenges in Megacities., Moscow, Russia (in via di pubblicazione).

L'Amante, D.; Flora, A.; Russo, G.; Viggiani, C.. (2008) *Spostamenti orizzontali indotti dalla costruzione di una paratia di pannelli*. IARG 2008, Catania

L'Amante, D.; Flora, A.; Russo, G.; Viggiani, C.. (2009) *Spostamenti prodotti dalla costruzione di pannelli di paratie gettati in opera: prime osservazioni*. IARG, Roma

Lancellotta R. (2004) – *Geotecnica*, Zanichelli 481 pp.

Leiper Q.J. (1984) – *Instrumentation of diaphragm wall*, M.Sc. Dissertation, University of Surrey

- Lesniewska D., Mroz Z. (2000) – *Limit equilibrium approach to study the evolution of shear band systems in soils*, Geotechnique, pp.521,536.
- Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T. (1994): *The pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite*. Proc. of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering
- Mana A.I., Clough G.W. (1981) – *Prediction of movement for braced cuts in clay*, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, pp.759,777.
- Mandolini A., (2008) – *Slides del corso “Analisi e Progettazione delle Fondazioni”*
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. (1982) – *K₀-OCR relationship in soil*. Journal of Geotechnical Engineering, 851-872.
- Mikkelsen, P. E. (2003) - *Advances in Inclinator Data Analysis*. Proc., 6th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics (F. Myrvoll, ed.), Oslo, Norway,
- Mikkelsen, P. E., and S. D. Wilson. (1983) - *Field Instrumentation: Accuracy, Performance, Automation and Procurement*. Proc., International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Vol. 1, Zurich, Rotterdam, Balkema, pp. 251–272.
- Morgenstern N. R.; Amir-Tahmasseb I. (1965). *The stability of slurry trenches in cohesionless soils*. Geotechnique 15, n 4, 387-395
- Muir Wood D. (1995). *Evaluation of material properties: general report*. Prefailure deformation Characteristics of geomaterials. Vol 2, pp 1179-1200. Rotterdam
- Nash J.K.T., Jones G.K. (1963), *The support of trenches using fluid mud*. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. London, 177–180.
- Ng C.W.W., Simpson B., Lings., Nash D.F.T. (1998) – *Numerical analysis of a multipropped excavation in stiff clay*, Canadian Geotechnical Journal, pp.115,130.
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. (1998): *Stress transfer and deformation mechanism around a diaphragm wall panel*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 638-648
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. (1999): *Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence*. Geotechnique, 825 - 834
- Ooi P.S.K., Walker M.P., Smith J.D. (2002) – *Performance of a single-propped wall during excavation and during freezing of the retained soil*, Computers and Geotechnics, pp.387,409.
- Ou C.Y., Shiau B.Y., Wang I W. (2000) – *Three-dimensional deformation behavior of the Tapei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history*, Canadian Geotechnical Journal, pp.438,448.
- Ou C. Y., Liao J. T., Cheng W. L. (2000) – *Building response and ground movements induced by a deep excavation*, Geotechnique, pp.209,220.
- Pane V., Ceccone M. (1/2004) – *Sollecitazioni e spostamenti di paratie vincolate in testa in terreni incoerenti: uno studio parametrico*, Rivista Italiana di Geotecnica, pp.58,73.
- Pane V., Tamagnini C. (2004) – *Analisi dei diaframmi multiancorati*, Hevelius, 158 pp.

Peck R.B. (1969). *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*, Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., Mexico City, pp. 225-290.

Piaskowski A., Kowalewski Z. (1965), *Application of tixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting*. 6th Int.Conf.SMFE, Montreal, Vol.III, 526–529.

Poh T.Y., Wong I.H. (1998): *Effect of Construction of Diaphragm Wall Panels on Adjacent Ground: Field Trial*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 749-756.

Poh T.Y., Wong I.H. (2001) - *Ground Movements Associated with Wall Construction: Case Histories*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1061-1069.

Polshin D.E., Tokar R.A. (1957). *Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures*, Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, England, Vol. 1, pp. 402-405.

Potts D.M., Fourie A.B. (1984) – *The baeaviour of a propped retaining wall: result of a numerical experiment* Geotechnique, pp.383,404.

Potts D.M., Fourie A.B. (1986) – *The effect of wall stiffness on the baeaviour of propped retaining wall*, Geotechnique, pp.347,352.

Rampello S., Stallebrass S.E., Viggiani G. (2000) *Ground movements associated with excavations in stiff clays: current prediction capability*, Proc. II Int. Symp. On HS-SR, Napoli, vol. III, 1527 - 1540

Russo G. (2008) – *Comunicazione personale*.

Russo G., Viggiani C. (1997) – *Osservazione del comportamento di opere a sostegno di uno scavo nel centro storico di Napoli*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.423,442.

Seok J.W., Kim O.Y., Chung C.K., Kim M.M. (2001) – *Evaluation of ground and building settlement near braced excavation sites by model testing*, Canadian Geotechnical Journal, pp.1127,1133.

Shanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999) *The hardening soil model: Formulation and verification*, Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis, Rotterdam

Simeoni L., Mongiovì L. (2004): *Affidabilità delle misure inclinometriche Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica - IARG 2004*. Trento

Skempton, A.W., MacDonald, D.H. (1956). *The Allowable Settlements of Buildings*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, England, Part 3, Vol. 6, pp. 727-768.

Stroud M.A. (1974) – *The standard penetration testing in insensitive clays and soft rocks*, Proc. 2nd European Symp. On Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, The Netherlands, 367-375

Tamagnini C., Pane V., Ceccone M. (1/2002) – *Studio parametrico del comportamento di paratie ancorate*, Rivista Italiana di Geotecnica, pp.23,44.

- Terzaghi, K., and Peck, R. B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. A Wiley International Edition, 729 p.
- Tsai J. S.; Chang J. C. (2000). *Three-dimensional stability analysis for slurry-filled trench wall in cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal 33, 798-808.
- Tsai J. S.; Jou L. D.; Hsieh H. S. (2000). *A full-scale stability experiment on a diaphragm wall trench*. Canadian Geotechnical Journal 37, 379-392.
- Urgai K., Leshchinsky D. (1995). *Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: a comparison of results*. Soils and Foundation, vol. 35, No. 4, pp 1-7
- Uriel, S., Oteo, C., S. (1977). *Stress and strain beside a circular trench wall*. Proc. 9th Int. Conf. soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, vol. 1, pp. 781-788 ;
- Viggiani C. (2003) – *Fondazioni*, Hevelius, 565pp.
- Viggiani, G.M.B, De Sanctis L., (2006). *Geotechnical aspects of underground railway construction in the urban environment: the examples of Roma and Napoli*. Proc. X International Congress IAEG2006, Nottingham, UK
- Viggiani G., Tamagnini C. (1997) – *Analisi dei movimenti in corrispondenza di scavi sostenuti da pareti ancorate: alcune considerazioni sull'influenza del modello costitutivo adottato*, Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, pp.602,623
- Wang W.W., Ng C.W.W., Liu G.B. (2005) – *Characteristic of wall deflection and ground surface settlement in Shanghai*, Canadian Geotechnical Journal, pp.1243,1254.
- Washbourne J. (1984), *The three dimensional stability analysis of diaphragm wall excavation*. Ground Engineering, 17(4), 24–29.
- Wroth C.P. Houlsby G.T. (1985) - *Soil mechanics – Property characterization and analysis procedure*. Proc. XI ICSMFE, san Francisco, vol 1, pp 1-55.
- Zdravkovic L., Potts D.M., St John H.D. (2005) – *Modelling of a 3D excavation in finite element analysis*, Geotechnique, pp.497,513.